

VŠB – Technická univerzita Ostrava  
Fakulta stavební  
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství 224

**Návrh, posouzení a optimalizace kotvených zárubních konstrukcí na dálnici  
D3 – úsek Čadca – Svrčinovec**

Design, Assessment and Optimization of the Anchored Embedded Structures  
on highway D3 Čadca – Svrčinovec section

Student:

Bc. Martin Kultán

Vedoucí diplomové práce:

doc. Ing. Karel Vojtasík, CSc.

Ostrava 2019



## Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Martin Kultán**  
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství  
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika  
Téma: **Návrh, posouzení a optimalizace kotvených zárubních konstrukcí na  
dálnici D3 - úsek Čadca-Svrčinovec  
Design, Assessment and Optimization of the Anchored Embedded  
Structures on Highway D3 Čadca-Svrčinovec Section**

Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

Úvod

Kotvené zárubní konstrukce (KZK)- současný stav (typy, realizace, okolnosti použití)

Metody návrhování a posuzování KZK

Inženýrsko geologické a geotechnické poměry na úseku D3 mezi Čadcou a Svrčinovcem

Návrh KZK

Statické posouzení navržených KZK

Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

Pašek, Matula a kolektiv. *Inženýrská geologie I., II. - Technický Průvodce č. 76*. Praha : Česká Matice Technická, 1995

Fussgänger, E. *Svahové pohyby a poruchy a ich geomechanické posudzovanie*. Bratislava : JAGA, 2016. ISBN 978-80-8076-124-0.

Hulla, Jozef; Turček, Peter. *Zakladanie stavieb*. Bratislava : Jaga group, 1998. ISBN 978-80-88905-05-2.  
Smoltczyk, U. *Geotechnical Engineering Handbook Volume 3: Elements and Structures*. Berlin : Ernst&Sohn Verlag, 2003. ISBN 3-433-01451-5.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **doc. Ing. Karel Vojtasík, CSc.**

Datum zadání: 28.02.2019

Datum odevzdání: 29.11.2019

---

doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.  
vedoucí katedry

---

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
děkan fakulty



### **Prehlásenie študenta**

Prehlasujem, že som celú diplomovú prácu vrátane príloh vypracoval samostatne pod vedením vedúceho diplomovej práce a uviedol som všetky použité podklady a literatúru.

V Ostrave .....

.....

podpis študenta



### **Prehlasujem že**

- Som bol zoznámený s tým, že na moju bakalársku prácu sa plne vzťahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, predovšetkým §35 – užitie diela v rámci občianskych a náboženských obradov, v rámci školských predstavení a užití diela školského a §60 – školské dielo.
- Beriem na vedomie, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (ďalej len VŠB – TUO) má právo pre svoju vnútornú potrebu bakalársku prácu použiť (§35 odst.3)
- Súhlasím s tým, že jedna tlač bakalárskej práce bude uložená v Ústrednej knihovne VŠB – TUO k prezenčnému nahliadnutiu. Súhlasím s tým, že údaje o bakalárskej práci budú zverejnené v informačnom systéme VŠB – TUO.
- Bolo zjednané že s VŠB – TUO, v prípade záujmu z jej strany, uzavriem licenčnú zmluvu s oprávnením použiť dielo v rozsahu §12 odst.4 autorského zákona.
- Bolo zjednané , že použiť svoje dielo – bakalársku prácu, alebo poskytnutie licencie k jej využitiu môžu len zo súhlasom VŠB – TUO, ktorá je oprávnená v takomto prípade odo mňa požadovať primeraný príspevok na úhradu nákladov, ktoré boli VŠB – TUO na vytvorenie diela vynaložené (až do ich skutočnej výšky).
- Beriem na vedomie, že odovzdaním svojej práce súhlasím so zverejnením svojej práce podľa zákona č. 11/1998 Sb., o vysokých školách a o zmene a doplnení ďalších zákonov ( zákon o vysokých školách ), v znení neskorších predpisov, bez ohľadu na výsledok jej obhajoby.

V Ostrave .....





## **Pod'akovanie**

Rád by som poďakoval vedúcemu diplomovej práce doc. Ing. Karlovi Vojtasíkovi, CSc., za jeho čas a odbornú pomoc poskytnutú pri spracovaní práce. Taktiež by som chcel poďakovať pánovi RNDr. Borisovi Staršiemu a hlavnému stavbyvedúcemu firmy HOCHTIEF SK s.r.o., Ing. Róbertovi Machalovi za poskytnutie potrebných materiálov na spracovanie témy.



## **Anotácia**

Hlavným cieľom diplomovej práce je návrh a posúdenie kotveného zárubného múru na úseku diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec. Na začiatku práce je bližšie špecifikovaná charakteristika územia daného úseku a to najmä geologickými, hydrogeologickými a klimatickými pomermi. Súčasťou sú aj geodynamické javy a seizmicitu územia.

Práca taktiež popisuje silové metódy navrhovania a posudzovania zárubných konštrukcií. V ďalšom kroku je zameraná na opis vybraného kotveného zárubného múru, ktorý je umiestnený v zložitých geologických podmienkach. Opis zahŕňa geologické podmienky predmetnej oblasti a stavebno-technologické riešenie objektu vrátane fotodokumentácie a geotechnický monitoring.

Praktická časť je zameraná na statické posúdenie múru na úseku diaľnice D3. Posudok je realizovaný v programe GEO5 a posúdenie prierezu aj v programe FINE EC2 – Betón. Pre porovnanie výsledkov vnútorných síl a deformácií bol vytvorený model v programe Plaxis 2D.

## **Kľúčové slová**

Diaľnica D3, zárubný múr, FINE EC2 – Betón, GEO5, Plaxis 2D, Mohr-Coulomb



## **Anotation**

The main aim of diploma thesis is the design and assessment of anchored embedded wall on the section of highway D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec. At the beginning of the thesis are more specified the characteristics of the given section, especially geological, hydrogeological and climatic conditions. Geodynamic phenomena and seismicity of the area are also included.

The thesis also describes force methods of design and assessment of frame structures. The next step is focused on the description of selected anchored embedded wall, which is located in difficult geological conditions. The description includes the geological conditions of the area and the construction and technological solution of the building, including photo documentation and geotechnical monitoring.

The practical part is focused on the static assessment of the wall on the D3 highway section. The assessment is carried out in the GEO5 program and the cross-sectional assesment in the FINE EC2 – Concrete program. To compare the result of internal forces and deformations a model was created also in Plaxis 2D.

## **Key words**

Highway D3, embedded wall, , FINE EC2 – Concrete, Plaxis 2D, Mohr-Coulomb



# Obsah

Zoznam použitého značenia .....	17
1. Úvod.....	19
2. Inžiniersko-geologický prieskum.....	21
2.1 Základná charakteristika územia inžiniersko-geologického prieskumu .....	21
2.2 Vymedzenie územia .....	22
2.3 Geomorfologické pomery .....	23
2.5 Hydrogeologické pomery .....	24
2.5.1 Podzemné vody paleogénu.....	24
2.5.2 Podzemné vody kvartérnych útvarov .....	24
2.6 Klimatické pomery.....	25
2.7 Geodynamické javy.....	26
2.8 Seizmicita územia .....	27
2.9. Geotechnické charakteristiky zemín .....	27
3. Metódy navrhovania a posudzovania zárubných konštrukcií .....	29
3.1 Navrhovanie kotvených zárubných konštrukcií.....	29
3.2 Posudzovanie zárubných konštrukcií .....	30
4. Charakteristika zárubného múru na úseku diaľnice D3 .....	33
4.1 Zárubný múr č. 281-01 – staničenie 37,04 – 37,25 km D3.....	33
4.1.1 Inžiniersko-geologické pomery .....	34
4.1.2 Technické riešenie.....	35
4.1.3 Postup výstavby múra .....	35
4.1.3 Požiadavky na monitoring.....	37
5. Statické posúdenie pilótovej steny .....	39
5.1 Posúdenie v programe Geo5 .....	39
5.1.1 Súčinitele vstupujúce do výpočtu.....	40
5.1.2 Vstupné parametre pre výpočet.....	41

5.1.3 Výpočet .....	43
5.1.4. Výsledky varianty bez HPV .....	44
5.1.5 Výsledky varianty s výskytom HPV .....	50
5.2 Analýza v programe Plaxis 2D.....	56
5.2.1 Geologické rozhranie modelu .....	58
5.2.1 Vstupné parametre pre výpočet.....	59
5.2.2 Výpočet modelu .....	60
5.2.3 Výsledky pre variantu bez HPV .....	60
5.2.4 Výsledky pre variantu s výskytom HPV .....	62
6. Zhodnotenie výsledkov .....	66
6.1 Varianta bez HPV.....	65
6.2 Varianta s HPV.....	66
7. Záver.....	67
8. Zoznam použitej literatúry .....	69
9. Zoznam obrázkov.....	71
10. Zoznam tabuliek.....	73
11. Zoznam príloh .....	75



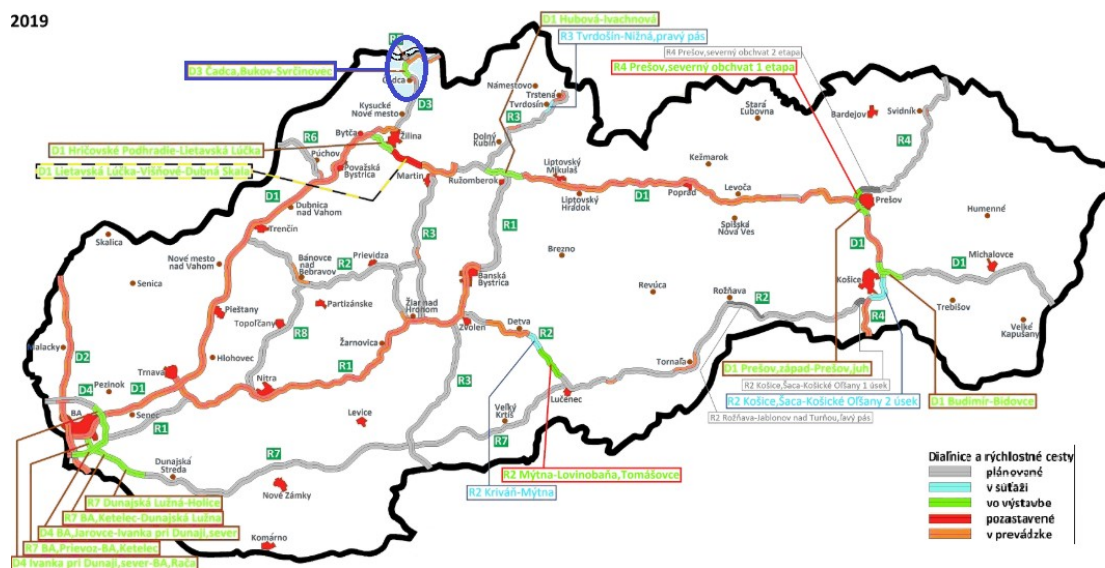
## Zoznam použitého značenia

D3	označenie diaľnice [-]
$k_f$	koeficient filtrácie [ $\text{m.s}^{-1}$ ]
$A_r$	seizmické zrýchlenie [ $\text{m.s}^{-2}$ ]
HPV	hladina podzemnej vody [-]
km	kilometer[-]
m	meter [-]
mm	milimeter [-]
F3/MS	piesčitá hlina [-]
F4/CS	íl piesčitý [-]
F6/CL	íl s nízkou plasticitou [-]
F8/CH	íl s vysokou plasticitou [-]
G3/GF	štrk s prímiesou jemnozrnej zeminy [-]
G5/GC	štrk ílovitý [-]
F2/CG	íl štrkovitý [-]
F1/MG	štrkovitá hlina [-]
F5/ML	hlina s nízkou plasticitou [-]
S4/SM	piesok hlinitý[-]
S5/SC	piesok ílovitý [-]
$k_h$	Modul reakcie podložia [-]
$E_{\text{oed}}$	Edometrický modul [MPa]
E	Modul pružnosti [MPa]
EI	Ohybová tuhosť konštrukcie [ $\text{MNm}^2/\text{m}$ ]
$\gamma$	Objemová tiaž zeminy [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ]
$\gamma_{\text{sat}}$	Objemová tiaž nasýtenej zeminy [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ]
$V_{\text{Rd}}$	Výpočtová únosnosť v šmyku [kN]
$M_{\text{Rd}}$	Výpočtová únosnosť v ohybe [kN/m]
$c_{\text{ef}}$	Efektívna súdržnosť [MPa]
$\phi_{\text{ef}}$	Efektívny uhol vnútorného trenia [ $^\circ$ ]
$\sigma$	Normálové napätie [MPa]
$\varepsilon$	Pretvorenie [mm]
$L_{\text{spac}}$	Osová rozteč kotiev [m]



# 1. Úvod

Úlohou každého štátu je čo najlepšie zabezpečiť vnútroštátnu, ale aj tranzitnú medzištátnu dopravu za účelom zlepšenia rozvoju obchodu, priemyslu a prepravy osôb. Úsek diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec má prispieť k tranzitu v smere sever – juh s napojením na Českú republiku a Poľsko.



Obr. 1 Diaľničná sieť Slovenska, rok 2019 [9]

Stavba diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec je situovaná v Žilinskom kraji, okres Čadca. Prechádza katastrálnym územím Čadce a obce Svrčinovec. Celková dĺžka úseku diaľnice je 5 673 m. Na celom úseku sa nachádza 282 stavebných objektov, z čoho 27 tvoria múry o celkovej dĺžke 4 826 m. Mostných objektov je 19 o celkovej dĺžke 3 563 m a demolačné objekty sú v počte 33. Stavba je vedená po úpätí a okrajových častiach svahov, ktorých sklon dosahuje aj viac ako 25°. Začiatok úseku prechádza zastavaným územím mesta Čadca v svahovitých terénoch, ktoré sú značne poznačené svahovými deformáciami rôzneho charakteru. [4]

Z dôvodu stabilizácie okolitého prostredia voči zástavbe a vplyvom narušenia pôvodnej napätosti, vznikajú v zeminách nežiadúce stavy, ktoré je za potreby eliminovať v čo najväčšom rozsahu. Jeden zo spôsobov je stabilizácia svahov pomocou kotvených zárubných konštrukcií.

Obsahom diplomovej práce je bližšie rozobrať prírodné charakteristiky územia, geotechnické charakteristiky zemín, vrátanie ich zatriedenia a oboznámenie s problematikou posudzovania zárubných konštrukcií. Práca taktiež zahŕňa opis vybraného kotveného zárubného múru na úseku diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec, ktorý je zrealizovaný ako pilótovej kotvená stena v komplikovaných geologických podmienkach. Jedná sa najmä o technické riešenie, geologické pomery v oblasti výstavby, samotný postup výstavby a požiadavky na geotechnický monitoring.

Statické posúdenie kotvenej pilótovej steny bolo prevedené v programe Geo5 – „Pažení posudek“, ktorého podstata riešenia vychádza z metódy závislých tlakov. Celkovo boli pre výpočet zvolené 2 varianty výskytu hladiny podzemnej vody. V prvom prípade hladina podzemnej vody nebola zaznamenaná. V druhom prípade sa hladina podzemnej vody nachádzala vo vrstve zvetraných ílovcov. Jednotlivé výpočty boli rozdelené do šiestich realizačných fáz. Výsledkom boli dosiahnuté deformácie, vnútorné sily a tlak na konštrukciu pre jednotlivé fázy výpočtu. Vo finálnej fáze bol prevedený aj výpočet stupňa stability svahu pomocou metódy medznej rovnováhy – Bishop. Posúdenie vystuženého prierezu bolo variantne spracované aj v programe Fine EC 2 – Betón.

V súčasnej dobe sa často využíva numerické modelovanie pre aproximáciu skutočného stavu, ktoré využíva metódu konečných prvkov. Jeho hlavnou výhodou je lepšie vystihnúť skutočného stavu chovania zeminy. Z toho dôvodu bol výpočet pre porovnanie výsledkov vzniknutých deformácií a vnútorných síl na konštrukciu realizovaný aj v programe Plaxis 2D.

## 2. Inžiniersko-geologický prieskum

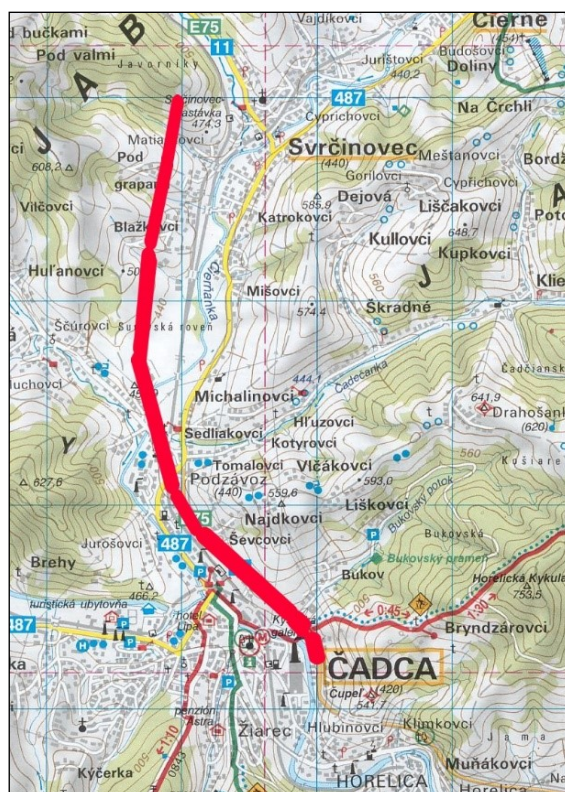
Inžiniersko-geologickým prieskumom bola zistená geologická stavba územia v úseku budovanej diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec.

Výsledky inžinierskogeologického prieskumu poskytujú zhotoviteľovi obraz o geologických pomeroch územia v miestach zakladania jednotlivých stavebných objektov.

V rámci inžinierskogeologického prieskumu bolo celkovo realizovaných 35 inžiniersko-geologických vrtov o celkovej dĺžke 511,5 m, bolo vykonaných 12 dynamických penetračných skúšok, o celkovej dĺžke 53,7 m, bolo odobratých 42 ks vzoriek polo skalných a skalných hornín, na ktorých bolo realizovaných 45 skúšok na stanovenie ich pevnosti. [6]

### 2.1 Základná charakteristika územia inžiniersko-geologického prieskumu

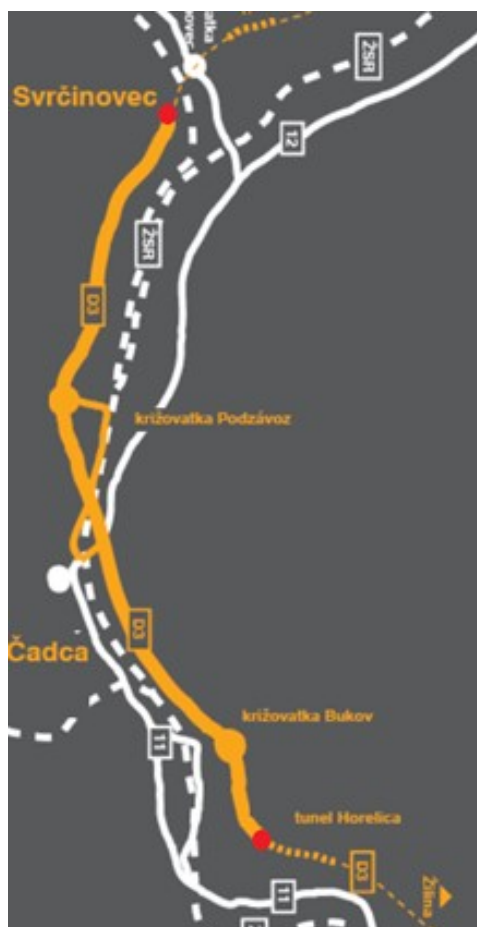
Skúmané územie 5 km úseku diaľnice D3, v ktorom boli vykonávané práce inžinierskogeologického prieskumu sa nachádza v úzkom pruhu územia sever – juh situovanom medzi východným okrajom Čadce a západným okrajom Svrčinovca. [6]



Obr. 2 Situácia záujmového územia trasy diaľničného úseku D3 Čadca, Bukov - Svrčinovec 37,0 - 42,7 km [7]

## 2.2 Vymedzenie územia

Diaľnica D3, úsek Čadca, Bukov – Svrčinovec začína v 37,037 km vybudovaním pravého pásu. Ľavý pás po 37,338 km je už postavený od roku 2003. V rámci tejto stavby sa v križovatke Bukov dobuduje len vetva v smere Žilina – Čadca. Mostom prekleňuje diaľnica údolie Bukovského potoka a pokračuje pozdĺž železničnej stanice Čadca až po križovanie s cestou 1/11. Na tomto úseku je trasa vedená vo veľmi náročnom geologickom prostredí, z dôvodu aktívnych zosuvov. Trasa pokračuje mostnou estakádou Podzávoz, ktorá prekleňuje údolie rieky Čierňanky a Čadečanky, cestu 1/11 a železničnú trať ŽSR č. 127, 129 a tiež aj prístupovú cestu do priemyselnej zóny Čadca – Podzávoz. Ďalej pokračuje v katastri Svrčinovca hlbokými zárezmi, čiastočne spevnenými zárubňami múrmi a následne prekleňuje strmé údolia malých potokov vysokými mostnými objektami. Trasa sa postupne dostane medzi zástavbu miestnych častí obce Svrčinovec, kde je opäť vedená vo veľmi zložitom geologickom prostredí s množstvom zosuvov a zamokrených oblastí. Koniec úseku je situovaný do zárezového svahu pod križovatkou Svrčinovec v staničení 42,710 km. [6],[7]



Obr. 3 Úsek diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec [4]

## 2.3 Geomorfologické pomery

Skúmané územie trasy diaľnice D3 v 5,7 km dlhom úseku Čadca, Bukov – Svrčinovec patrí podľa geomorfologického členenia Slovenska z r. 1980 (Mazúr, Lukniš 1980) do oblasti Západné Beskydy, celku Turzovská vrchovina.

Od južného ukončenia trasy vzdialeného približne 0,4 km na severozápad od severného portálu tunela Horelica vedie diaľnica v cca 2,5 km dlhom úseku po úpätí juhozápadných výbežkov masívov Horelickej Kykule a Drahošanky po jej rozhranie s údolnou nivou rieky Kysuca a jej ľavostranného prítoku Čierňanky v smere na severozápad až sever. V tomto úseku trasa najprv pretína údolie Bukovského potoka, potom údolie Čadečanky.

V priestore vyústenia Čadečanky do údolnej nivy Čierňanky trasa diaľnice diagonálne, v dĺžke asi 500 m pretína najprv dno údolia Čierňanky a ďalších 500 m v priestore Podzávozu, vedie po svahoch úpätnej hrany východných výbežkov horského masívu Čupeľ – Nad Furmancom.

Trasa skúmaného úseku diaľnice ďalej pokračuje vo vyšších polohách úpätných svahov masívu Nad Furmancom k severu, až po koniec úseku. V tomto úseku diaľnica postupne pretína štyri postranné údolia ústiace do údolnej nivy Čierňanky pri jej západnom okraji.

S výnimkou nížinnej morfológie pomerne širokého údolného dna Čierňanky je reliéf územia tvorený akumuláčnými, veľmi často zosuvnými svahmi s nerovnomernou členitosťou.

Rozdiely v členitosti mezo - a mikroreliéfu svahov v trase diaľnice sú spôsobené predovšetkým opakovanými zosuvnými procesmi, lineárnymi eróznymi javmi a umelými zásahmi pri úpravách terénu.

Charakteristickým príkladom geomorfologického profilu svahov môže byť profil úpätnymi zosuvnými svahmi v km 40 - 41, ktoré na východe začínajú na okraji plošiny poriečnej nivy Čierňanky, smerom na západ prechádzajú do deluviálnych svahov a potom vyššie do erózných svahov končiacich na veľmi výrazných, čiastočne prepojených eróžno-akumulačných terasových plošinách vo výške od cca 480 m n. m. až do cca 550 m. n. m., pričom v oblasti Surovskej rovne vybieha na sever rozvetvená depresia erózneho údolia. [6],[7]

## **2.5 Hydrogeologické pomery**

Hydrogeologické pomery sú všeobecne podmienené geologicko–tektonickou stavbou, klimatickými a geomorfologickými pomermi. Z hydrogeologického hľadiska možno podzemné vody v hodnotenom území priradiť k podzemným vodám paleogénu a podzemným vodám kvartérnych komplexov. Hydrogeologické pomery v oblasti sú odrazom litologickej stavby podložínych paleogénnych a pokryvných kvartérnych útvarov. Hlavným hydrogeologickým kolektorom vo flyšovom území je pripovrchová zóna, zahrňujúca pásмо podpovrchového rozvoľnenia puklín a zónu zvetrania. Pre flyšové územie je charakteristický pokles priepustnosti s narastajúcou hĺbkou. [7]

### **2.5.1 Podzemné vody paleogénu**

Paleogén je reprezentovaný flyšovým súvrstvom ílovcov a pieskovcov. Obeh vody je viazaný prevažne na vrstvy pieskovcov s medzizrnovou priepustnosťou a na rozvoľnenú zónu zvetrania s medzizrnovo–puklinovou priepustnosťou, kde kolektorom môžu byť i rozpukané a silno zvetrané ílovce.

Pieskovce sa vyznačujú puklinovou a puklinovo–medzizrnovou priepustnosťou. Ílovcové členy tvoria hydrogeologický izolátor, priepustné sú len v zóne pripovrchového rozvoľnenia a v zónach tektonického porušenia. Hlavným hydrogeologickým kolektorom je pripovrchová zóna zahrňujúca zónu rozvoľnenia masívu spolu so zvetralinovým plášťom. Priebeh zóny rozvoľnenia je spravidla konformne s povrchom terénu a zasahuje najčastejšie do hĺbok 20 až 40 m s odchýlkami podľa litologického zloženia masívu a tektonickej porušenosti. Charakteristické pre túto zónu je významný pokles priepustnosti horninového masívu s narastajúcou hĺbkou. Obeh podzemnej vody je plytký, pričom infiltrovaná voda v nich z prevažnej časti odteká pripovrchovou zónou rozvoľnenia a odvodňuje sa v prameňoch alebo prítokmi do povrchových tokov a ich náplavov.[6]

### **2.5.2 Podzemné vody kvartérnych útvarov**

Komplex kvartérnych sedimentov je v hodnotenom území zastúpený riečnymi fluvialnými a terasovými sedimentami, proluvialnými sedimentami a deluvialnými sedimentami. Z hydrogeologického hľadiska majú v skúmanom území najväčší význam podzemné vody kvartérnych štrkovitých sedimentov výplne aluvialnej nivy riek Kysuce, Čierňanky, Čadečky a ich prítokov.



Fluviálne sedimenty v povodí rieky Kysuca aj jej hlavných prítokov sú reprezentované štrkovými náplavami a náplavovými ílmi, ktoré sa vyznačujú rôznym stupňom zvodnenia. Údolie Kysuce je prevažne vyplnené dobre vytriedenými štrkami s rôznym stupňom zahlinenia. Štrky sú trvalo zvodnené so súvislou voľnou až mierne napätou hladinou podzemnej vody, ktorá je hydraulicky závislá na úrovni hladiny podzemnej vody v povrchových tokoch. Hodnoty koeficienta filtrácie –  $k_f$  sú v rozsahu  $6,7 \cdot 10^{-5}$  až  $5,7 \cdot 10^{-7}$  [ $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ ].

Deluviálne sedimenty sú pre svoju litologickú skladbu a miesto výskytu pre akumuláciu podzemných vôd málo významné a majú variabilnú priepustnosť. Na miernych svahoch tvoria prevažne hlinité a ílovité komplexy a sú prakticky nepriepustné, pričom sa na nich tvoria zamokrené územia. Na strmších svahoch s vyšším podielom sutí môžu byť deluviálne sedimenty hlavným kolektorom podzemnej vody. Obeh podzemných vôd je obmedzený a viazaný najmä na kamenitejšie polohy. Hladina podzemnej vody v súvrství deluviálnych sedimentov je mierne napätá až napätá. Úroveň je závislá od infiltrácie zo zrážok.

Podzemné vody zosuvných delúvií predstavujú osobitný typ podzemných vôd, ktoré sa viažu na staré a recentné šmykové plochy zosuvov. V zosuvných územiach je hladina podzemnej vody napätá, vyskytuje sa blízko povrchu, kde často vytvára zamokrené a podmäčané územia, ale v hlbších horizontoch je viazaná na klzné šmykové plochy a zóny. [6]

## 2.6 Klimatické pomery

Klimatické pomery územia sú podmienené kotlinovým charakterom územia s vplyvom priľahlých horstiev. V zmysle starších klasifikácií je väčšina skúmaného územia zatriedená do klimatickej oblasti mierne teplej.

Pre túto oblasť je charakteristické normálne až krátke leto, mierne až mierne chladné, suché až mierne suché. Prechodné obdobie, normálne až dlhé, s miernou jarou a miernou jeseňou. Zima je normálne dlhá, mierne chladná, suchá až mierne suchá s normálnou až krátkou snehovou pokrývkou. [6]

<b>Klimatické charakteristiky / Klimatická oblasť</b>	<b>MT - 5</b>
počet mrazových dní v roku ( $T_{\min} \leq 0,1 \text{ }^{\circ}\text{C}$ )	130 – 140
počet ľadových dní v roku ( $T_{\max} \leq 0,1 \text{ }^{\circ}\text{C}$ )	40 – 50
priemerná teplota v januári $^{\circ}\text{C}$	-4 – -5
priemerná teplota v apríli $^{\circ}\text{C}$	6 – 7
priemerná teplota v júli $^{\circ}\text{C}$	16 – 17
priemerná teplota v októbri $^{\circ}\text{C}$	6 – 7
priemerný počet dní v roku so zrážkami 1 mm a viac	100 – 120
zrážkový úhrn vo vegetačnom období	350 – 450
zrážkový úhrn v zimnom období	250 – 300
počet dní so snehovou pokrývkou	60 – 100

*Tabuľka 1 Prehľad charakteristických údajov klimatických oblastí [6]*

## 2.7 Geodynamické javy

Najcharakteristickejšími geodynamickými javmi, ktoré sa vyskytujú v širšom okolí trasy diaľnice D3 sú:

- zvetrávanie;
- erózia;
- svahové pohyby;
- zamokrenie územia;
- zemetrasenie a tektonické pohyby;
- objemové zmeny;
- rozvoľňovanie a porušenie masívu diskontinuitami. [6]

**Zvetrávanie:** Je možno ho rozdeliť na plošné a hĺbkové. Plošnému zvetrávaniu je vystavené prakticky celé územie trasy. Jeho dosah je obmedzený, kvartérny pokryvný komplex čiastočne chráni hlbšie uložené podložné horninové masívy. Hĺbkové zvetrávanie je viazané najmä na tektonicky porušené horninové masívy s vysokým stupňom rozvoľnenia, na priebežné otvorené pukliny a na oblasti s výraznejšou cirkuláciou podzemnej vody.

**Erózia:** Je viazaná najmä na okolie vodných tokov a oblasť svahov. Brehy vodných tokov sú vystavené bočnej i hĺbkovej erózii. Hĺbková erózia sa výrazne prejavuje najmä na strmších svahoch budovaných skalnými horninami a na miernejších svahoch budovaných prevažne poloskalnými horninami (ílovcami a siltovcami) alebo pokrytými deluviálnymi

sedimentami v kombinácii so svahovými pohybmi. Plošná erózia a veterná erózia (korázia) pôsobí najmä na plochách, kde bol narušený vegetačný pokryv.

**Svahové pohyby:** V hodnotenom území sú veľmi rozšírené a sú viazané na podložie budované flyšom resp. deluviálnymi sedimentami. Na týchto územia môže dôjsť alebo dochádza k vzniku plošných či prúdových zosunov. Mnohé svahové deformácie sú stále aktívne, resp. sú opätovne aktivizované počas zrážkových anomálií alebo pri pokračujúcej bočnej a hĺbkovej erózii vodných tokov. Prakticky všetky päty svahov v skúmanom území sú postihnuté svahovými pohybmi alebo ohrozené ich vznikom. Taktiež boli zistené blokové deformácie na strmších svahoch budovaných skalnými i poloskalnými horninami.

**Zamokrenie územia:** Lokálne sa vyskytuje v terénnych depresiách s nepriepustným podkladom (ílovité deluviálne sedimenty alebo podložné horniny tvorené ílovcami a slieňovcami), zvyčajne sa na ne viažu aj zosuvné územia.. Typickým javom je vznik hydrologickej bariéry medzi násypom jestvujúcej železničnej trate a pätou príľahlého svahu a následná akumulácia vôd v tomto priestore.

**Zemetrasenia:** V poslednej dobe neboli zaznamenané. Je však predpoklad, že k nim môže dôjsť aktivizáciou niektorých z hlbokých zlomových porúch.

**Objemové zmeny hornín:** Ako geodynamický jav sa prejavujú najmä pri zmenách obsahu vody v hornine (zemine) resp. pri zamŕzaní. Na objemové zmeny sú najviac citlivé ílovcové a slieňovcové horniny respektíve íly a ílovité zeminy. Porušenie hornín diskontinuitami je sprievodný jav geologického vývoja horninových masívov a má vplyv na stabilitu územia, tvorbu dejekčných kužeľov, rýchlosť a dosah zvetrávacích procesov, rýchlosť erózie. [6], [2]

## 2.8 Seizmicita územia

Podľa STN 73 0036 Seizmické zaťaženie stavebných konštrukcií patrí predmetné územie do zdrojovej oblasti 4 seizmického rizika, ktorej je priradené základné seizmické zrýchlenie  $a_r = 0,3 \text{ m.s}^{-2}$ . Predpokladá sa, že najintenzívnejšie účinky zemetrasenia sa prejavujú vo zvodnených náplavoch, v blízkosti zlomov a v nestabilných svahoch, ako aj na svahoch, ktoré sú na hranici rovnovážneho stavu, kde sa odporúča stavby zabezpečiť na 8°MSK. [6]

## 2.9. Geotechnické charakteristiky zemín

V nižšie uvedenej tabuľke je sú znázornené geotechnické charakteristiky zemín kvartéru a paleogénu v mieste riešeného múru. Zatriedenie zemín prebehlo podľa normy STN 72 1002.

CHARAKTERISTIKA	Symbol (rozmer)	PALEOGÉN	
		Ľhovce celkom zvetrané - rozložené	
		rozsah	priemer
Prirodzená vlhkosť	$w_n$ (%)	11,0-28,4	20,2
Prirodzená objemová hmotnosť	$\rho_n$ (kg.m <sup>-3</sup> )	19,0-21,9	20,0
Suchá objemová hmotnosť	$\rho_d$ (kg.m <sup>-3</sup> )	14,9-19,6	16,6
Zdanlivá hustota	$\rho_s$ (kg.m <sup>-3</sup> )	25,7-27,6	27,0
Pórovitosť	$n$ (%)	28,5-44,4	38,5
Stupeň nasýtenia	$S_r$ (%)	62,9-100,0	87,1
Medza tekutosti	$w_L$ (%)	32-66	49,0
Číslo plasticity	$I_p$	15-38	25,1
Číslo konzistencie	$I_c$	0,81-1,52	1,15
Parametre efektívnej šmykovej pevnosti – vrcholová pevnosť	$\varphi_{ef-p}^{(0)}$	17,3-25,7	22,1
	$c_{ef-p}$ (kPa)	0-41	19
Zatriedenie zemín	STN 72 1002	F2/CG, F4/CS, F6/CI, F8/CH, G5/GC	

Tabuľka 2 Geotechnické charakteristiky zemín paleogénu v km 37,04 – 39,20 [7]

CHARAKTERISTIKA	Symbol (rozmer)	ZOSUVNÉ DELÚVIUM			
		Ľly a silty		Sute	
		rozsah	priemer	rozsah	priemer
Prirodzená vlhkosť	$w_n$ (%)	20,4-30,5	24,8	17,5-25,8	22,0
Prirodzená objemová tiaž	$\gamma_n$ (kg.m <sup>-3</sup> )	18,8-20,6	19,7	19,4-20,7	20,0
Suchá objemová tiaž	$\gamma_d$ (kg.m <sup>-3</sup> )	14,6-17,1	15,8	15,5-17,5	16,5
Zdanlivá hustota	$\gamma_s$ (kg.m <sup>-3</sup> )	25,9-27,4	26,6	26,2-27,1	26,6
Pórovitosť	$n$ (%)	34,9-46,0	40,55	34,1-41,4	37,9
Stupeň nasýtenia	$S_r$ (%)	82,2-100,0	94,7	87,5-99,9	93,2
Medza tekutosti	$w_L$ (%)	33-68	51,6	43-82	54,9
Číslo plasticity	$I_p$	14-44	27,0	20-52	28,5
Číslo konzistencie	$I_c$	0,41-1,47	0,95	0,86-1,17	1,02
Parametre efektívnej šmykovej pevnosti – vrcholová pevnosť	$\varphi_{ef-p}^{(0)}$	15,7-28,4	20,2	20,2-26,4	22,4
	$c_{ef-p}$ (kPa)	0-33	10,7	0-26	4,9
Parametre efektívnej šmykovej pevnosti – reziduálna pevnosť	$\varphi_{ef-r}^{(0)}$	11,1-21,5	16,7	17,3-22,0	18,9
	$c_{ef-r}$ (kPa)	0-30	10,0	0-2	0,7
Zatriedenie zemín	STN 72 1002	F3/MS, F4/CS, F6/CL-CI, F8/CH		G3/GF, G5/GC, F2/CG	

Tabuľka 3 Geotechnické charakteristiky zemín kvartéru v km 37,04 - 39,20 [7]

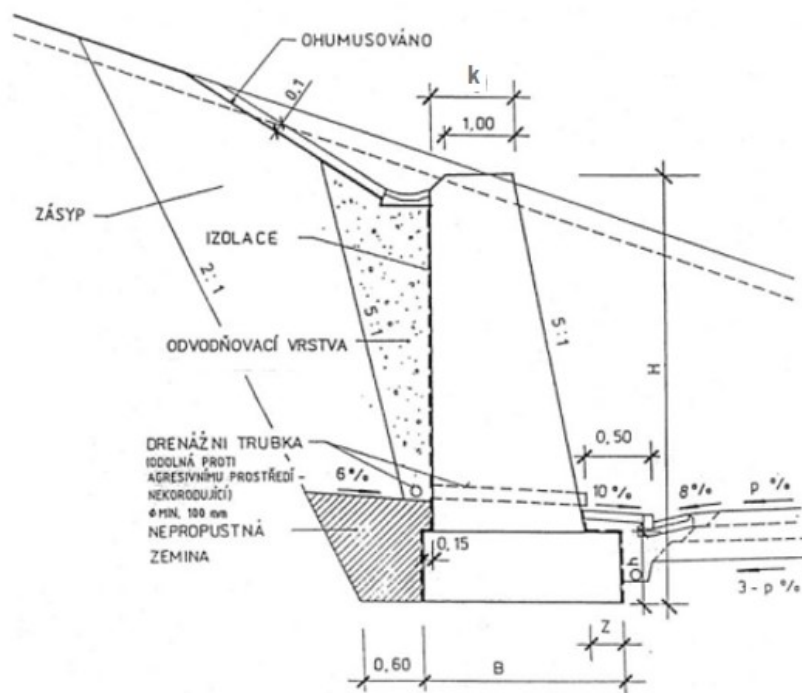
### 3. Metódy navrhovania a posudzovania zárubných konštrukcií

Zárubné steny zabezpečujú zárezové teleso proti zosunutí. Zachytávajú vodorovné, alebo šikmé tlaky od zeminy. Vodorovnú zložku síl prenáša zachytená kotva. Tradične riešené zárubné múry bývajú o niečo štíhlejšie než oporné múry. Sklon lícnej plochy múru býva zväčša 5:1. [3]

#### 3.1 Navrhovanie kotvených zárubných konštrukcií

Zárubné konštrukcie sa navrhujú na medzný stav únosnosti (MSÚ) a medzný stav použiteľnosti (MSP). Rubová stena sa navrhuje ako zvislá, alebo skosená. Spôsob odvodnenia sa rieši pomocou odvodňovacích otvorov. Za rubom steny sa používa štrkopieskový filter. Na návrh odvodnenia zárubných múrov sa kladie veľký dôraz. Veškerá voda tečúca od zárubnej steny by mala byť zachytená v odvodňovacom rigole. Proti zrážkovej vode sa stena chráni vytvorením nepriepustného rigolu umiestneným za korunou steny.

Základová špára sa vždy navrhuje v nezámrznej hĺbke, ktorá je daná druhom základovej zeminy. Zárubné steny sa navrhujú orientačne pomocou empirických vzorov, alebo podľa normových listov. [1], [15]



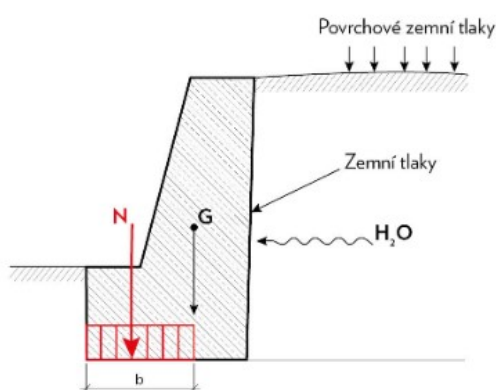
Obr. 4 Zárubný múr [15]

### 3.2 Posudzovanie zárubných konštrukcií

Z hľadiska silového posúdenia zárubných konštrukcií musia byť splnené nasledujúce posudky :

**Posúdenie na únosnosť v základovej špáre** – porovnáva sa výpočtová únosnosť základovej pôdy a napätie od zvislej zložky výslednice  $R_{de}$ , ktoré sa preniesie cez efektívnu plochu základu. Do zaťaženia berieme vlastnú tiaž konštrukcie, aktívny zemný tlak, zaťaženie povrchu. Ak zaťaženie nie je centrické berieme efektívnu plochu.

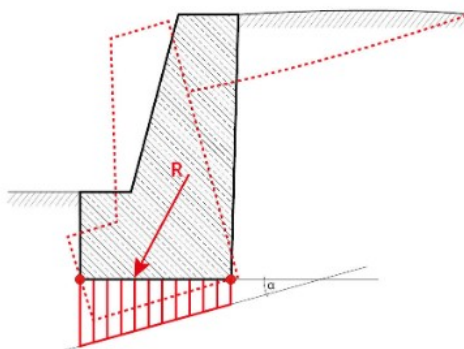
$$\sigma = \frac{N}{b_{ef} * 1} \leq R_{de}$$



Obr. 5 Únosnosť základovej pôdy [13]

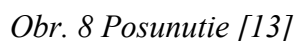
**Posúdenie z hľadiska pootočenia steny** – výsledné zaťaženie v základovej špáre je šikmé, čo znamená, že krajné body základovej špáry nie sú rovnako zaťažené. Tým pádom bude dochádzať k nerovnomernému sadaniu. Uhol pootočenia  $\alpha$  závisí na veľkosti momentu k ťažisku, šírke základu a deformačnom modulu zeminy.

$$\tan \alpha = \frac{12 * M}{\pi b^2 * E_{def}}$$

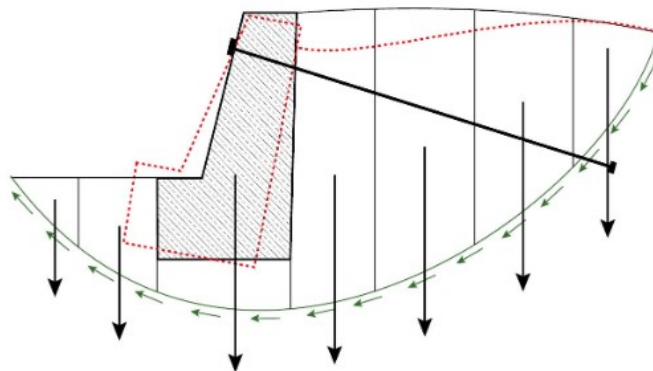


Obr. 6 Pootočenie [13]

$$\frac{Gr_g}{S_a * r_a} \leq 1,5$$

$$\frac{N * \tan \phi + c * b_{ef}}{H} \geq 2$$


**Posúdenie z hľadiska stability zemného masívu ako celku** – Vplyvom priťaženia masívu alebo odľahčením päty vznikne šmyková plocha vo vnútri celého masívu. V princípe sa posudzuje ako prúžková metóda medznej rovnováhy v mechanike zemín. Jedným z prúžkov je aj samotná zárubňá stena. Pokiaľ zistíme, že môže dôjsť k tomuto typu porušenia, môžeme upraviť parametre svahu, založiť konštrukciu do väčšej hĺbky. Obidva spôsoby sú náročné, preto je najlepšie stenu prikotviť kotvami, ktorých dĺžka presahuje šmykovú plochu. [13]



Obr. 9 Stabilita zemného masívu ako celku [13]



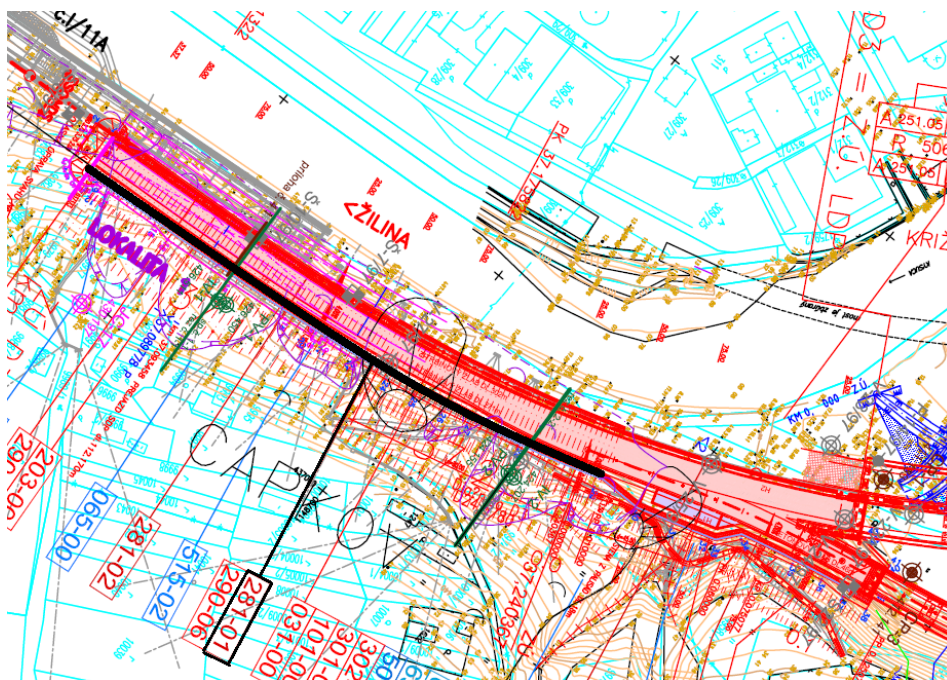
## 4. Charakteristika zárubného múru na úseku diaľnice D3

Jednotlivé úseky trasy diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec sú postihnuté rozsiahlymi svahovými deformáciami a vedú v komplikovaných geologických pomeroch. Ako sanačné opatrenia týchto oblastí boli zrealizované návrhy kotvených zárubných konštrukcií. Návrhu týchto konštrukcií predchádza stanovenie geologických podmienok, ktoré vychádzajú z výsledkov podrobného inžiniersko-geologického prieskumu. Charakteristika kotveného zárubného múru, ktorý sa nachádza vo veľmi zlom geologickom prostredí obsahuje popis inžiniersko-geologických pomerov, technické riešenie a požiadavky na monitoring počas výstavby a po výstavbe.

### 4.1 Zárubný múr č. 281-01 – staničenie 37,04 – 37,25 km D3

Zárubný múr 281-01 o dĺžke 216 m rieši zabezpečenie pravostranného zárezu diaľnice a súčasne sa podieľa s ďalším oporným múrom na zabezpečení globálnej stability zosuvného územia v uvedenom staničení úseku trasy. Výška múru je premenná od 4,2 do 8,2 m.

Typ zárubného múru je navrhnutý ako pilótová stena z veľkopriemerových pilót o priemere 600 mm. Stena je kotvená prvých 47 m od začiatku staničenia v dvoch úrovniach a po koniec staničenia v jednej úrovni. Driek múru tvorí železobetónová stena a korunu múru železobetónová rímsa s protihlukovou stenou. [5]



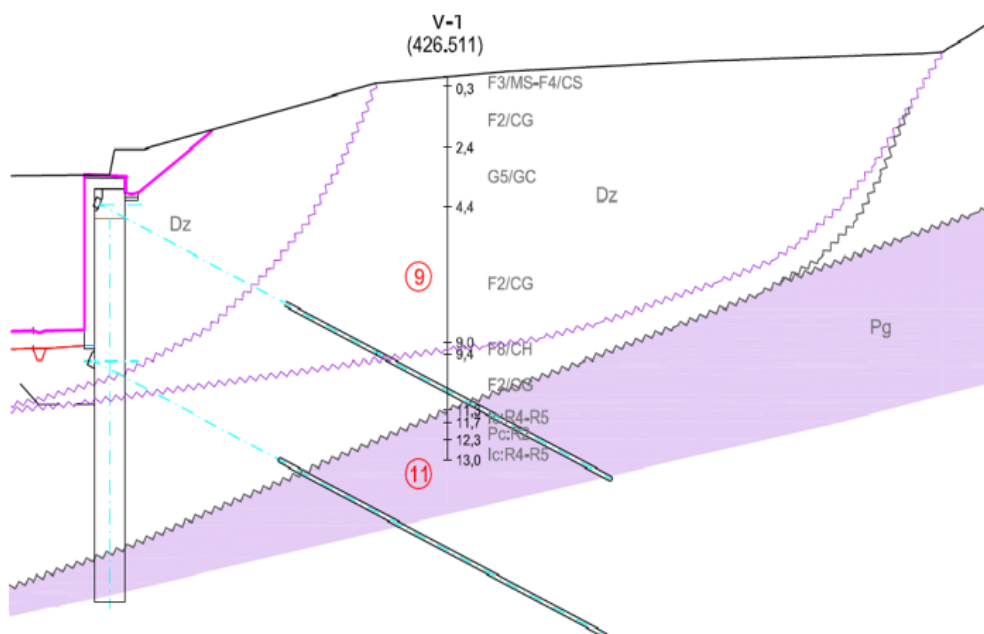
Obr. 10 Znáznornenie zárubného múru 281-01 v situácii [5]

#### 4.1.1 Inžiniersko-geologické pomery

Predmetný riešený zárubný múr prechádza na začiatku úseku strmými ľavostrannými svahmi rieky Kysuca. V tomto území je trasa diaľnice vedená v pravostrannom záreze vo svahu postihnutom rozsiahlymi svahovými deformáciami šírky približne 600 m a dĺžky 400 až 600 m. Päta svahu je porušená čiastkovými potencionálnymi zosuvmi a blokovými deformáciami. Územie je tvorené sedimentmi zosuvného delúvia, ktoré dosahuje hrúbku až 8 m a majú litologický charakter závislý od typu podložných hornín, ako aj kvartérnych zemín.

Zastúpené sú ílovitými zeminami typu F1/MG, F2/CG, F3/MS, F4/CS, F5/ML – MI, F8/CH – CV, kamenito-ílovitými suťami typu F1/MG, F2/CG, F4/CS, S4/SM, S5/SC a zvetranými ílovcami, pieskovecami triedy R5 – R6 typu F6/CI, F8/CH, S5/SC, G5/GC. Paleogénne horniny sú spočiatku zastúpené celkom zvetranými ílovcami, extrémne nízkej pevnosti. Ílovce sa striedajú s polohami pieskovcov premenlivej pevnosti s rôznym stupňom zvetrávania. Skalné horniny sú lokálne tektonicky porušené a ich pevnostné charakteristiky sú v týchto miestach výrazne degradované.

Charakter flyšovej formácie nevytvára priaznivé účinky na väčšiu akumuláciu a obeh podzemnej vody. Zrážková voda odteká plytko pod povrchom terénu. Časť zrážkovej vody zostupuje do hĺbky a podieľa sa na hlbšom obeh podzemnej vody v pásme tektonicky porušených hornín. Hladina podzemnej vody je kolísavá v závislosti od infiltrovaných zrážkových vôd. Jej hĺbka v niektorých miestach môže dosiahnuť 9,2m. [5]



Obr. 11 Inžiniersko-geologický rez v mieste zárubného múru 281 – 01 [6]

#### 4.1.2 Technické riešenie

Zakladanie je navrhnuté ako hlbkové. Funkciu základu tvoria železobetónové pilóty dĺžky 6 až 14 m o priemere 600 mm spolu s kotevnými vencami v hlavách pilót. Sú navrhnuté z betónu triedy C25/30 a vystužené armokošom z ocele B 500 B. Osová vzdialenosť pilót je pozdĺžne od 1,20 do 1,33 m.

Pre zabezpečenie potrebnej stability zosuvného územia je pilótová stena prikotvená pomocou trvalých lanových kotiev do podlažia pod šmykovú plochu svahu. Zakotvenie múra je navrhnuté v dvoch a jednej úrovni a bude realizované cez železobetónové monolitické kotevné vence z betónu C 35/45 a ocele B500 B. Kotvy sú v hornej úrovni dĺžky 25 m a v dolnej 20 m. Koreňová časť je dlhá 10 m Sklon kotiev v oboch úrovniach je 30° a osovo sú od seba vzdialené 4 m. Výroba kotiev je pozostavená z odvrtania vrtov pre kotvu, zálievky vrtu, zapustenia kotvy do vrtu a následne injektáže kotvy. Driek múru tvorí samostatná železobetónová stena z hladkého pohľadového betónu vysokej kvality založená na spodnom kotevnom venci. Výška drieku je v rozpätí od 2,9 do 7,2 m.

V rámci odvodnenia je na za rubom drieku múra prichytený obojstranný drenážny geokompozit, ktorý je vedený k pozdĺžnej drenáži za rubom múra. Hĺbkové odvodnenie širšieho územia je riešené jestvujúcimi drenážnymi vrtmi z prechádzajúcich etáp výstavby. Povrchové odvodnenie je zabezpečené odvodňovacím rigolom šírky 1,4 m s osadením do betónového lôžka. Rigol je napojený na vtokové objekty múru. [5]

#### 4.1.3 Postup výstavby múra

Výstavba kotveného múru prebieha súčasne s realizáciou výkopových prác zárezu telesa diaľnice. Vzhľadom na náročné inžiniersko-geologické pomery sa musia dodržať nasledovné postupy:

- 1) Odstránenie porastu a humóznej vrstvy
- 2) Realizácia dočasnej prístupovej cesty
- 3) Vybúranie jestvujúceho kotevného venca pre vtokový objekt
- 4) Realizácia veľkopriemerových pilót
- 5) Realizácia horného kotevného venca v hlavách pilót
- 6) Realizácia kotiev s úpravami v podľa výsledkov zaťažovacích skúšok a napnutie



*Obr. 12 Napínanie kotvy v kotevnom venci*

- 7) Odkop jednotlivých etáží po 2 m a následne nastriekanie vrstvy striekaného betónu hrúbky 100mm na karisiet' uchytenú na pilótach
- 8) Realizácia dolného kotevného venci spolu s ukotvením a napnutím lanových kotiev
- 9) Po definitívnom ukotvení sa zrealizuje driek a spätný hutnený násyp za rubom múra



*Obr. 13 Fáza realizácie drieku*

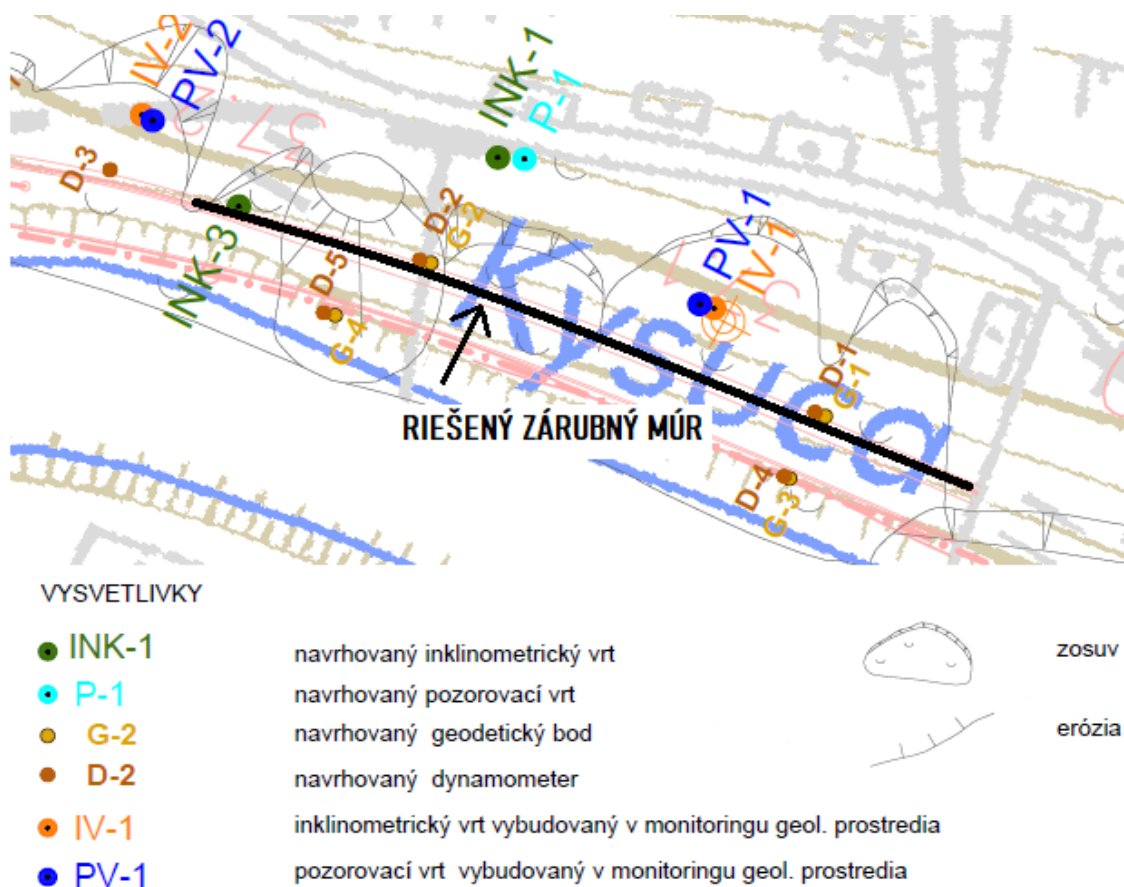
- 10) Realizácia rigola v korune múra a realizácia kanalizácie v päte múra
- 11) Osadenie protihlukovej steny v korune múra



### 4.1.3 Požiadavky na monitoring

V rámci prípravy a po ukončení výstavby je nutné periodické dlhodobé sledovanie celkovej stability územia a stabilizačných prvkov, nakoľko sa jedná o stavbu v náročných geologických podmienkach.

Vybudované monitorovacie prvky slúžia na zhodnotenie stabilitných pomerov a sledovanie prípadných zmien v chovaní masívu v jednotlivých etapách výstavby. Prípadné anomálie nameraných hodnôt slúžia na úpravu použitých stabilizačných prvkov.



Obr. 14 Geotechnický monitoring v mieste zárubného múru [8]

Pre účely dlhodobého monitoringu je navrhnuté geodetické sledovanie bodov na objekte múra v dolnom kotevnom venci a sledovanie hĺbkových deformácií v zrealizovaných inklinometrických vrtoch. Kontrola režimu podzemných vôd je prevedená pomocou piezometrických vrtov realizovaných v etapách prieskumu a monitoringu. Na sledovanie dlhodobej ťahovej sily kotiev sú na kotvách osadené dynamometre. [8], [5]



*Obr. 15 Osadený dynamometer na dlhodobé sledovanie sily v kotve*

## 5. Statické posúdenie pilótovej steny

Statické posúdenie bolo prevedené v programe GEO5 – Pažení posudek. Program GEO5 nedokáže presne vystihnúť skutočné chovanie vzájomnej interakcie zeminy a konštrukcie, preto bol výpočet prevedený aj v programe Plaxis 2D. Program Plaxis 2D síce taktiež nedokáže vystihnúť skutočné chovanie vzájomnej interakcie, ale je schopný reálnejšie vystihnúť skutočnosť aj pre zložité analýzy. Celý výpočet bol v oboch prípadoch prevedený pre tieto dva prípady výskytu hladiny podzemnej vody:

1. Hladina podzemnej vody nebola zaznamenaná
2. Hladina podzemnej vody je v hĺbke 2,8 m

### 5.1 Posúdenie v programe Geo5

Program GEO5 – Pažení posudek rieši výpočet pilotovej steny deformačnou variantou metódy konečných prvkov. Konštrukcia je po zadaní výpočtového modelu rozdelená na určitý počet menších uzlov. Jednotlivé uzly sú v každom významom bode na konštrukcii a následne je v nich vypočítaná deformácia, pôsobenie vnútorných síl a modul reakcie podložia. [12]

Celkové posúdenie pilótovej steny vychádza z metódy závislých tlakov. Podstatou tejto metódy je predpoklad, že zemina, respektíve hornina sa chová ako ideálne pružno-plastická Winklerova hmota. Táto hmota je určená modulom reakcie podložia  $k_h$ , ktorý charakterizuje pretvorenie pružnej oblasti a ďalej obmedzujúcimi deformáciami, pri ktorých dôjde k plastizácii a zemina zmení svoje chovanie z ideálne pružného materiálu na ideálne plastický. [12]

Modul reakcie podložia je stanovený podľa Schmitta. Používa sa vzťah závislý na edometrickom module zeminy a ohybovej tuhosti konštrukcie. [11]

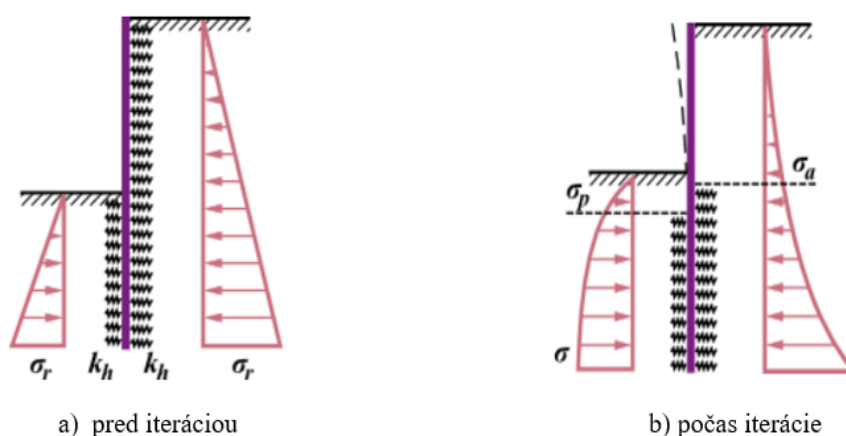
$$k_h = 2,1 * \left( \frac{E_{oed}^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}} \right)$$

Kde: EI – ohybová tuhosť konštrukcie [MNm<sup>2</sup>/m]

$E_{oed}$  – edometrický modul [MPa]

Samotný výpočet metódy závislých tlakov vychádza z predpokladov, že na konštrukciu pôsobí zemný tlak o veľkosti, ktorý nadobúda hodnotu medzi aktívnym a pasívnym zemným tlakom a na nedeformovanú konštrukciu pôsobí zaťaženie zemného tlaku v kľude.

Pri výpočte sa všetkým prvkom priradí modul reakcie podložia  $k_h$  a konštrukcia sa zaťaží zemným tlakom v kľude. Po výpočte jednotlivých fáz sa skontrolujú veľkosti tlakov pôsobiacich na stenu a v miestach, kde nedošlo k splneniu podmienok, sa stena zaťaží aktívnym, respektíve pasívnym zemným tlakom. Iterácia prebieha tak dlho, až pokiaľ nie sú splnené všetky podmienky. [11]



Obr. 16 Schéma konštrukcie pri výpočte podľa metódy závislých tlakov [11]

### 5.1.1 Súčinitele vstupujúce do výpočtu

Ako metodika posúdenia bol zvolený výpočet podľa EN 1997 – Eurokód 7 – Navrhovanie geotechnických konštrukcií. V tabuľke č. 4 a 5 sú znázornené súčinitele ktoré platia pre zvolený druhý návrhový prístup – redukcia zaťaženia a odporu. V tabuľke č. 6 sú znázornené súčinitele pre posúdenie medzného stavu kotiev. Súčinitele pre výpočet stupňa stability sú znázornené v tabuľke č. 4. a 7.

		Súčinitele redukcie zaťaženia (F)	
trvalá návrhová situácia		nepriaznivé [-]	priaznivé [-]
stále zaťaženie	$\gamma_G$	1,35	1,0
premenné zaťaženie	$\gamma_Q$	1,50	0,0
zaťaženie vodou	$\gamma_w$	1,35	-

Tabuľka 4 Súčinitele redukcie zaťaženia



Súčinitele redukcie odporu (R)		
trvalá návrhová situácia		[-]
súčiniteľ redukcie stability kotvy	$\gamma_{Ris}$	1,1
súčiniteľ redukcie zemného odporu	$\gamma_{Re}$	1,4

Tabuľka 5 Súčinitele redukcie odporu

Súčinitele redukcie		
		[-]
súčiniteľ spoľahlivosti ocele	$\gamma_s$	1,35
súčiniteľ redukcie na vytrhnutie zo zeminy	$\gamma_e$	1,35
súčiniteľ redukcie na vytrhnutie zo zálievky	$\gamma_c$	1,35

Tabuľka 6 Súčinitele pre posúdenie medzného stavu kotiev

Súčiniteľ redukcie odporu (R)		
trvalá návrhová situácia		[-]
súčiniteľ redukcie odporu na šmykovej ploche	$\gamma_{Rs}$	1,1

Tabuľka 7 Súčiniteľ redukcie odporu na šmykovej ploche

### 5.1.2 Vstupné parametre pre výpočet

Konštrukcia bola zvolená ako pilótová stena z betónu triedy C 25/30 a ocele B 500 B o priemere 600 mm a osovej vzdialenosti pilót 1,2 m. Vlastnosti pilótovej steny vstupujúce do výpočtu sú znázornené v tabuľke č. 8.

NÁZOV	ZNAČENIE	HODNOTA	JEDNOTKA
Priemer pilóty	d	0,6	m
Osová vzdialenosť pilót	a	1,2	m
Plocha prierezu	A	0,236	m <sup>2</sup> /m
Moment zotrvačnosti	I	0,0053	m <sup>4</sup> /m
Modul pružnosti	E	31 000,0	MPa
Modul pružnosti v šmyku	G	12917,0	MPa

Tabuľka 8 Vstupné parametre geometrie konštrukcie

Rozhranie daného geologického profilu vychádza do istej miery z inžiniersko-geologického rezu v predmetnej riešenej oblasti zárubného múru. Boli vytvorené 3 rozhrania,

v ktorých majú zastúpenie viaceré zeminy. Jednotlivé hodnoty geotechnických vlastností zemín boli použité ako priemer hodnôt zastúpených zemín v danom rozhraní.

Zeminy	hĺbka [m]
Zosuvné delúvia	0 - 2,5
Zvetrané ílovce	2,5 - 6,7
Silno zvetrané ílovce	6,7 - $\infty$

Tabuľka 9 Geologické rozhranie zemín

NÁZOV	$\phi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]	$\nu$ [-]	$E_{def}$ [MPa]
Zosuvné delúvia F2/CG, F3/MS, F4/CS	20,0	2,0	20,0	20,30	13,33	0,33	10,0
Zvetrané ílovce G5/GC, F2/CG	22,1	19,0	20,0	20,37	14,73	0,38	25,0
Silne zvetrané ílovce triedy R4,R5	26,0	50,0	24,6	24,73	17,33	0,25	110,0

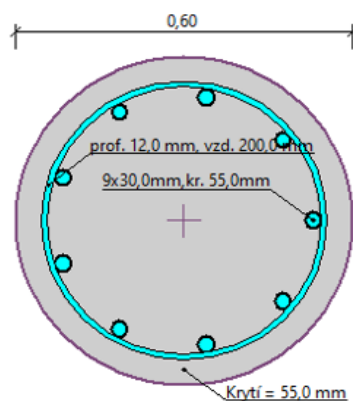
Tabuľka 10 Základné parametre zemín

V tabuľke č. 10 sú znázornené vstupné parametre zemín pre výpočet. V prípade, že sa jedná o variantu bez HPV, tak hodnota „ $\gamma_{sat}$ “ odpovedá hodnote „ $\gamma$ “.

Pre zabezpečenie stability územia boli navrhnuté pramencové kotvy v dvoch úrovniach. Prvá úroveň kotiev je navrhnutá v druhej fáze výpočtu v hĺbke 1 m od hlavy pilóty. Druhá úroveň kotiev je navrhnutá v poslednej fáze výpočtu v hĺbke 7 m od hlavy pilóty. V oboch prípadoch boli kotvy napnuté na silu 350 kN.

PRAMENCOVÁ KOTVA	OZNAČENIE	HODNOTA	JEDNOTKA
Voľná dĺžka	$z$	10,0	m
Dĺžka koreňa	$l$	13,0	m
Sklon	$\alpha$	20,0	°
Vzdialenosť kotiev	$b$	2,0	m
Plocha pramencia	$A_1$	150,0	mm <sup>2</sup>
Počet pramencov	$n$	8,0	-
Modul pružnosti	$E$	195000	MPa
Predpínacia sila	$F$	350,0	kN
Výpočtová pevnosť materiálu	$f_u$	1860,0	MPa
Priemer koreňa	$d$	220,0	mm
Plášťové trenie	$f$	200,0	kPa
súčiniteľ súdržnosti	$\eta$	0,7	-

Tabuľka 11 Vstupné parametre navrhnutých kotiev



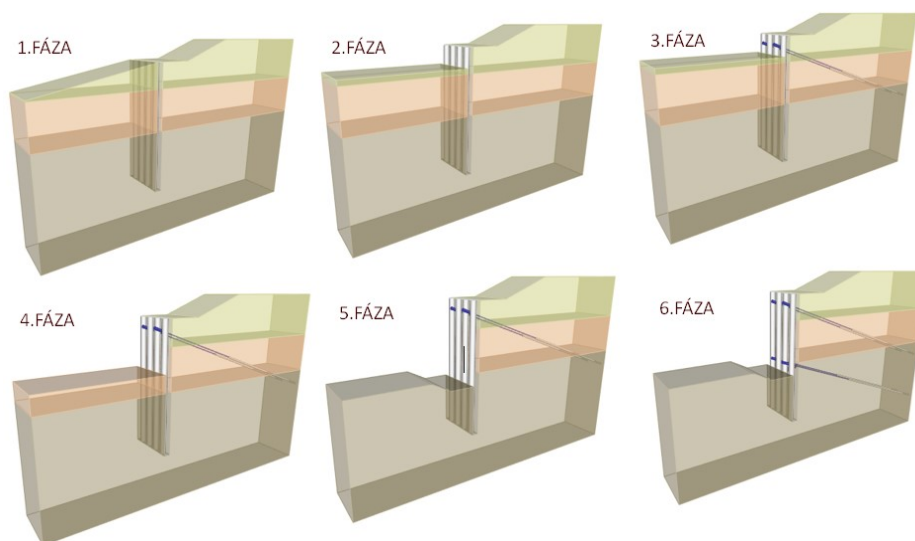
Obr. 17 Prierez pilóty s navrhnutou ohybovou a šmykovou výstužou

Pre záverečné posúdenie betónového prierezu z hľadiska medzného stavu únosnosti (MSÚ) bola na základe výsledkov vnútorných síl navrhnutá ohybová výstuž o priemere 30 mm v počte 9 kusov a šmyková výstuž priemeru 12 mm v osovej vzdialenosti 200 mm. Krytie bolo navrhnuté 55 mm.

### 5.1.3 Výpočet

Celý výpočet je rozdelený do šiestich nasledovných fáz:

1. fáza – realizácia pilót o priemere 600 mm a osovej vzdialenosti 1,2 m.
2. fáza – odkop zeminy do hĺbky do 2 m od pôvodného terénu
3. fáza – realizácia hornej rady kotiev v hĺbke 1 m od pôvodného terénu
4. fáza – odkop zeminy do hĺbky 5 m od pôvodného terénu
5. fáza – finálny odkop s úpravou terénu pred konštrukciou do hĺbky 8m
6. fáza – realizácia dolnej rady kotiev v hĺbke 7m od pôvodného terénu



Obr. 18 3D zobrazenie jednotlivých fáz budovania

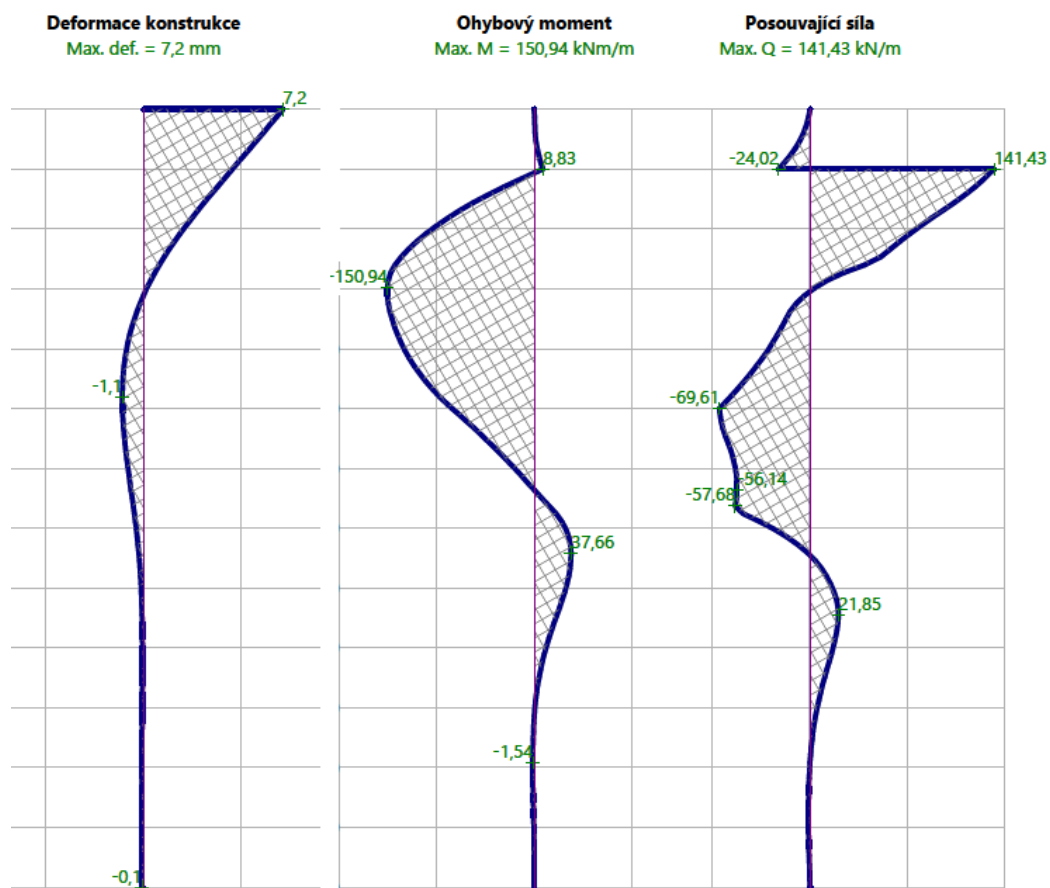
### 5.1.4. Výsledky varianty bez HPV

V tabuľke č. 12 sú vypísane zistené hodnoty deformácií, vnútorných síl a maximálnych tlakov na konštrukciu v jednotlivých fázach výpočtu.

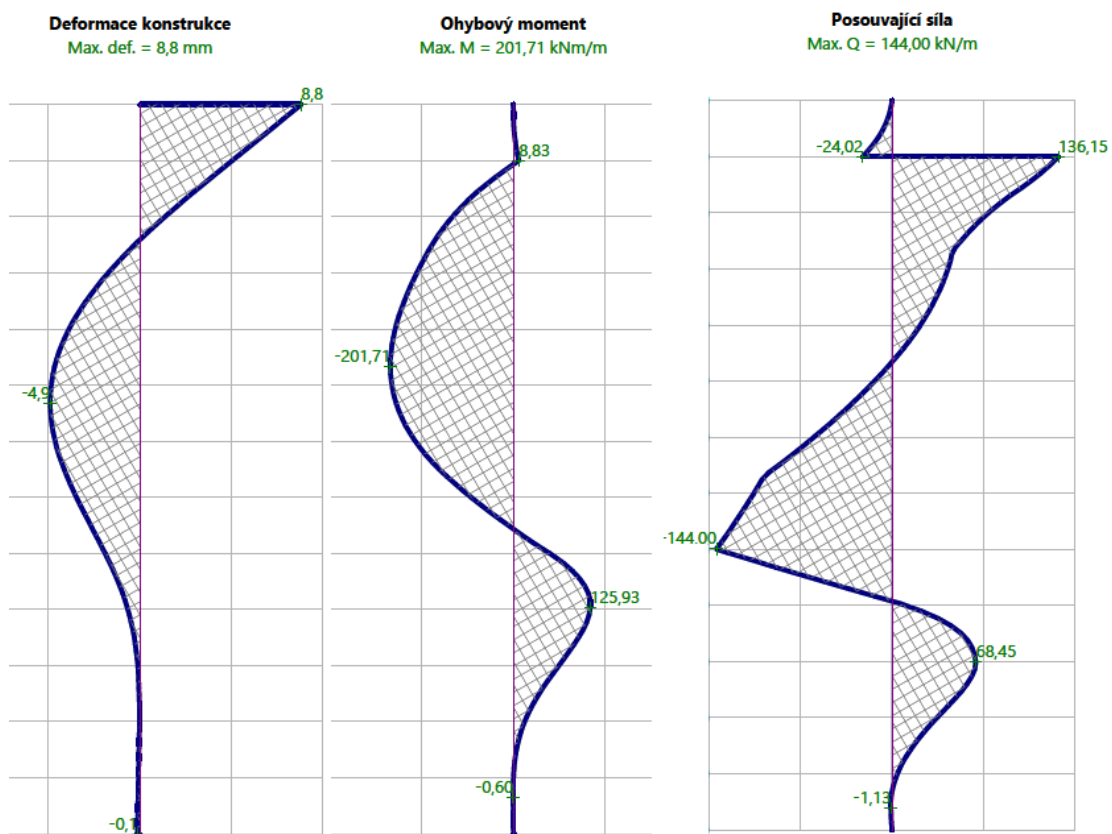
Fáza výpočtu	deformácie [mm]	vnútorné sily		maximálny tlak na konštrukciu [kPa]
		Ohybový moment [kNm/m]	Posúvajúce sily [kN/m]	
FÁZA Č.1	0,1	6,13	12,91	25,05
FÁZA Č.2	1,9	30,27	24,14	41,88
FÁZA Č.3	7,0	144,88	140,42	136,09
FÁZA Č.4	7,2	150,94	141,43	127,43
FÁZA Č.5	8,8	201,71	144,0	159,02
FÁZA Č.6	8,9	216,71	184,85	160,36

*Tabuľka 12 výsledné maximálne hodnoty deformácií, vnútorných síl a tlakov na konštrukciu pre jednotlivé fázy budovania – varianta bez HPV*

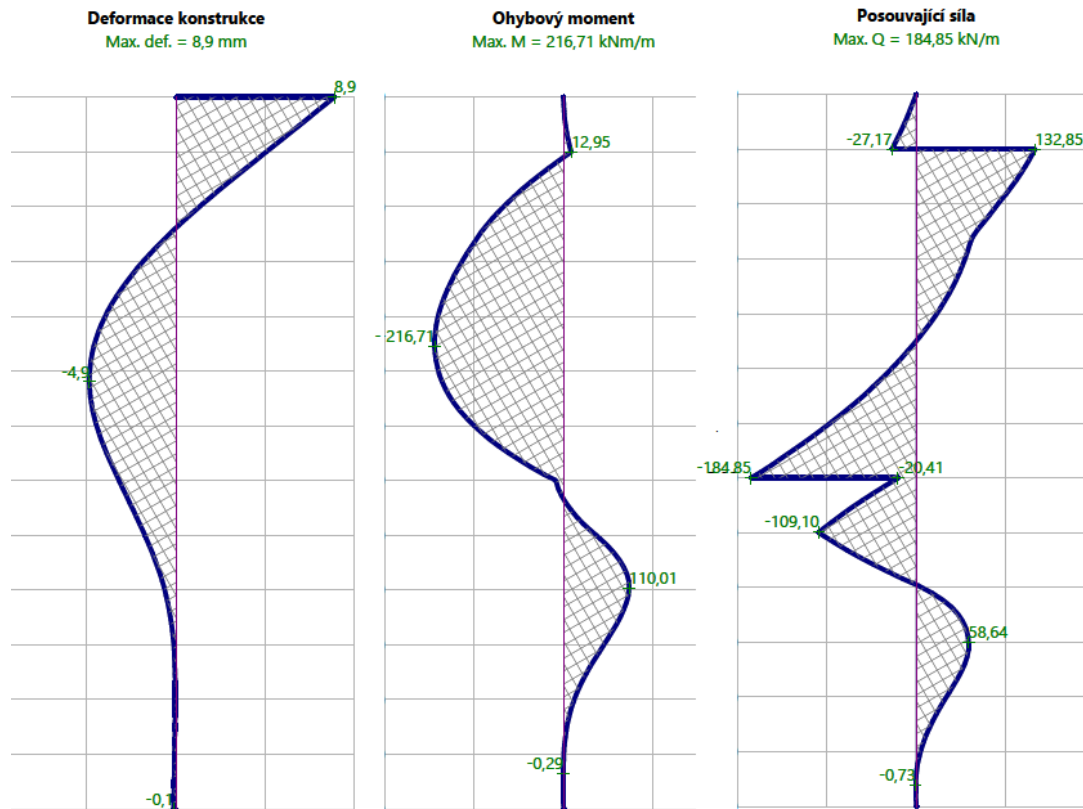
Pre množstvo výsledkov sú vyobrazené priebehy vnútorných síl a deformácií len pre najkritickejšie posledné tri fázy budovania.



*Obr. 19 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.4*



Obr. 20 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.5



Obr. 21 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.6

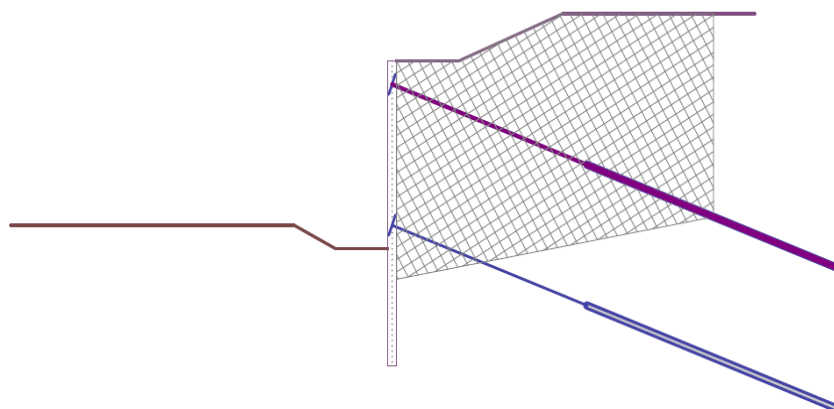
## Únosnosť kotiev

Celkové posúdenie únosnosti kotiev vyhovuje pre obidve kotvy. Najviac využitá je kotva č. 2, ktorá je umiestnená v hĺbke 7 m od pôvodného terénu a to na 48,02%. Zistené výsledky sú znázornené v tabuľke č. 13.

Č.	hĺbka [m]	Maximálna sila F [kN]	Pretrhnutie kotvy Rt [kN]	Vytrhnutie zo zeminy Re [kN]	Vytrhnutie zo zálievky Rc [kN]	Posúdenie
1	1	340,6	1653,33	1331,1	728,9	VYHOVUJE
2	7	350,0	1653,33	1331,1	728,9	VYHOVUJE

Tabuľka 13 Posúdenie celkovej únosnosti kotiev

## Vnútoraná stabilita



Obr. 22 Vnútoraná stabilita rozhodujúcej rady kotiev

Vnútoraná stabilita kotevného systému pilótovej steny sa posudzuje pre každú vrstvu kotiev zvlášť. Posudok bol prevedený tak, že sa zistila sila v kotve, ktorá uviedla do rovnováhy sústavu síl pôsobiach na blok zeminy, vytknutý pažiacou konštrukciou, povrchom terénu, spojnicou teoretickej päty so stredom koreňa kotvy a zvislicou medzi stredom koreňa a povrchom terénu.

Pre celkové posúdenie vnútornej stability kotevného systému rozhodovala prvá rada kotiev. Posúdenie vyhovelo, výsledky sú znázornené v tabuľke č. 14.

číslo	Sila v kotve [kN]	Maximálna sila v kotve [kN]	Posúdenie
1	340,6	2886,8	VYHOVUJE
2	350,0	5538,24	VYHOVUJE
$F_{\max} = 2886,8 \text{ kN} > 340,6 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$			

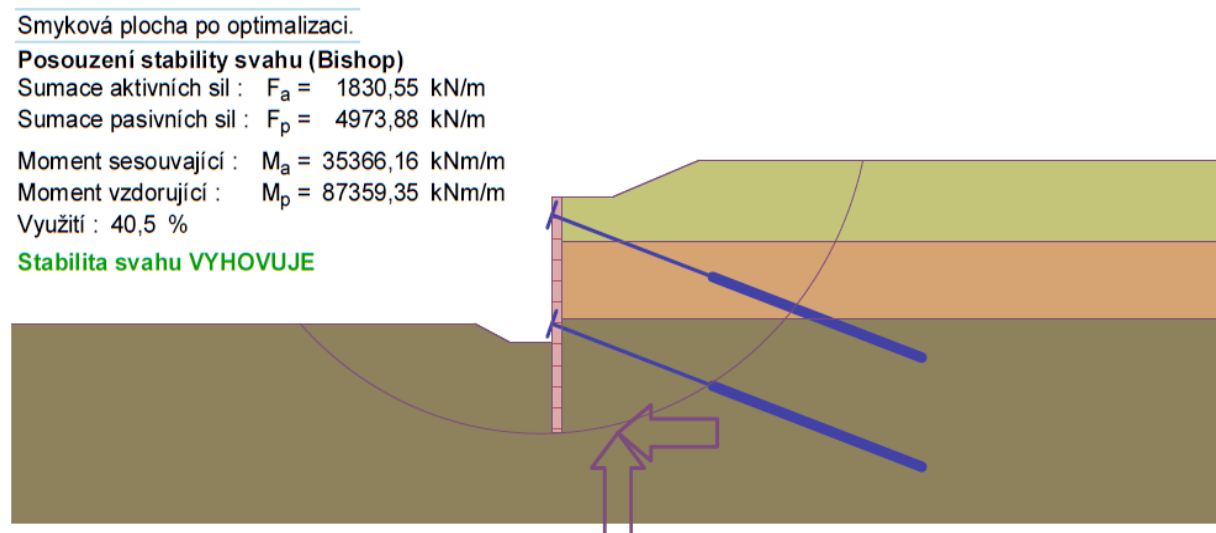
Tabuľka 14 Posúdenie vnútornej stability kotevného systému

## Celková stabilita svahu

Posudok celkovej stability svahu bol prevedený taktiež v programe GEO5, ale vo výpočtovom module „Stabilita svahu“, pomocou Bishopovej metódy, metódy medznej rovnováhy. Metóda podľa Bishopa počíta stupeň bezpečnosti jednak pomerom aktívnych a pasívnych síl a taktiež pomerom zosúvajúcich a vzdorujúcich sa momentov.

Bol zvolený druhý návrhový prístup výpočtu – redukcia zaťaženia a odporu. Šmyková plocha bola zvolená ako kruhová a optimalizovaná z dôvodu nájdenia kritickej šmykovej plochy.

Stabilita svahu vyhovela a výsledné hodnoty aktívnych a pasívnych síl sú znázornené na obrázku č. 23. Celkové využitie šmykovej plochy svahu vychádza na 40,5 %.

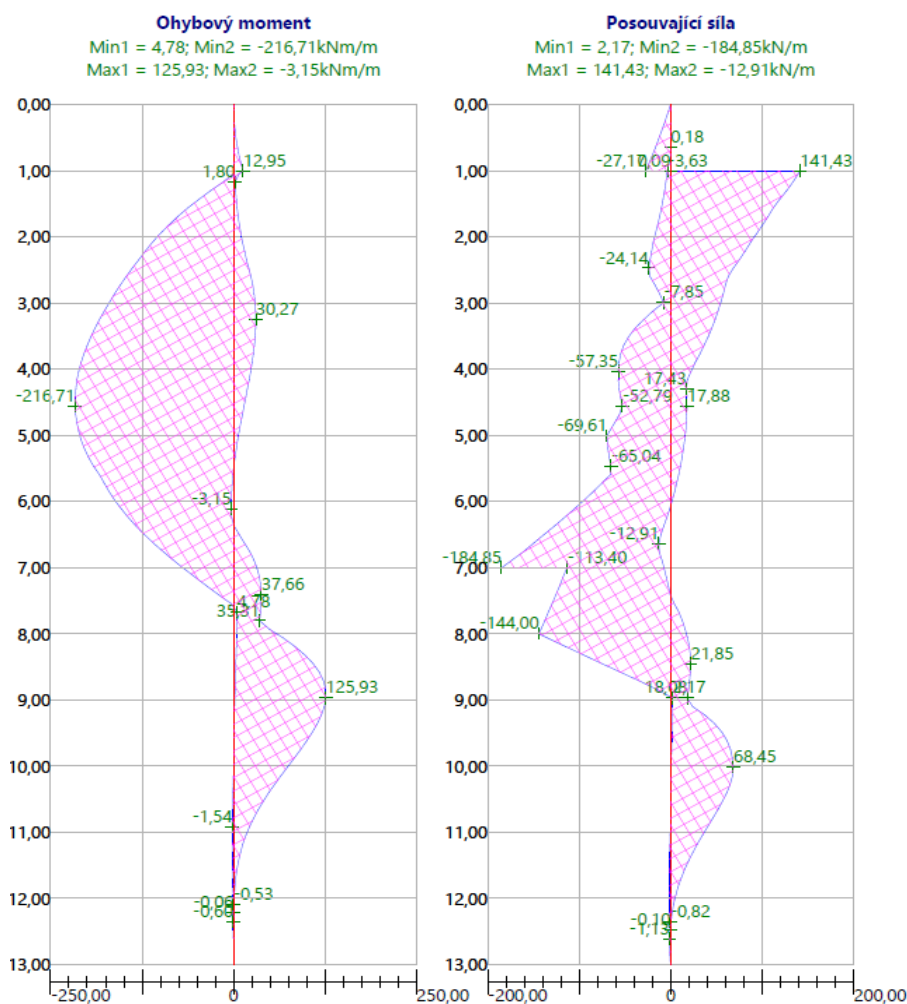


Obr. 23 Posúdenie stability svahu – Bishop

Celý výpočet z programu GEO 5 pre variantu bez výskytu hladiny podzemnej vody je znázornený v prílohe č.1.

## Posúdenie betónového prierezu

Betónový prierez je posudzovaný z hľadiska medzného stavu únosnosti na ohyb a šmyk. Posudok je prevedený podľa ČSN EN 1992 – 1 (Eurokód 2) – Navrhovanie betónových konštrukcií. Pre výpočet boli uvažované všetky fázy budovania. Na obrázku č. 24. sú znázornené priebehy vnútorných síl na konštrukcii, z ktorých maximálne absolútne hodnoty sú použité pre posúdenie na ohyb a šmyk. [14]



Obr. 24. Vnútročné sily na konštrukcii pilótovej steny

Pilóty sú od seba vzdialené v osovej vzdialenosti 1,2 m. Jedna pilóta tým pádom prenáša moment veľkosti maximálneho momentu prenasobeným touto vzdialenosťou.

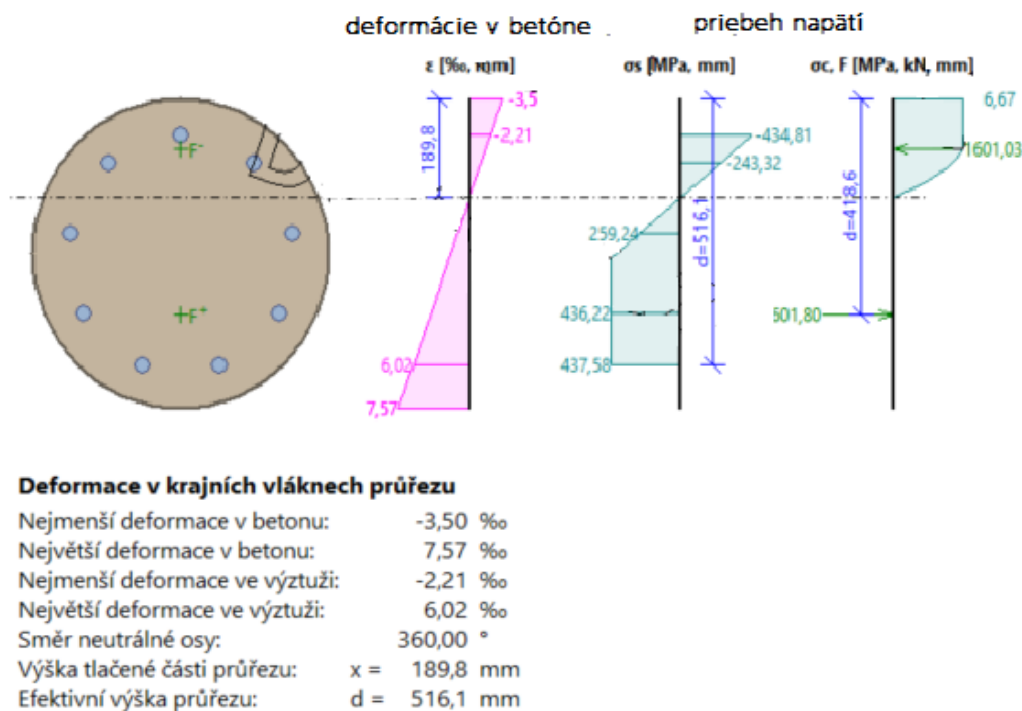
Pre posúdenie únosnosti prierezu na ohyb platí podmienka  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$ . Pre posúdenie prierezu na únosnosť v šmyku platí podmienka  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ . To znamená, že pre úspešnosť posudku nesmú vyjsť návrhové hodnoty vnútorných síl väčšie ako únosnosť v ohybe a šmyku. Výsledné hodnoty a celkové posúdenie na ohyb a šmyk je znázornené v tabuľke č. 15.

Rozmiestnenie pilót	1,2 m	
Ohybová výstuž	9ks - Ø30 mm, kr. 55 mm	
Šmyková výstuž	Ø 12 /200 mm	
$M_{Edmax}$	260,05 kN/m	VYHOVUJE
$M_{Rd}$	526,08 kN/m	
$V_{Edmax}$	221,82 kN	VYHOVUJE
$V_{Rd}$	531,07 kN	

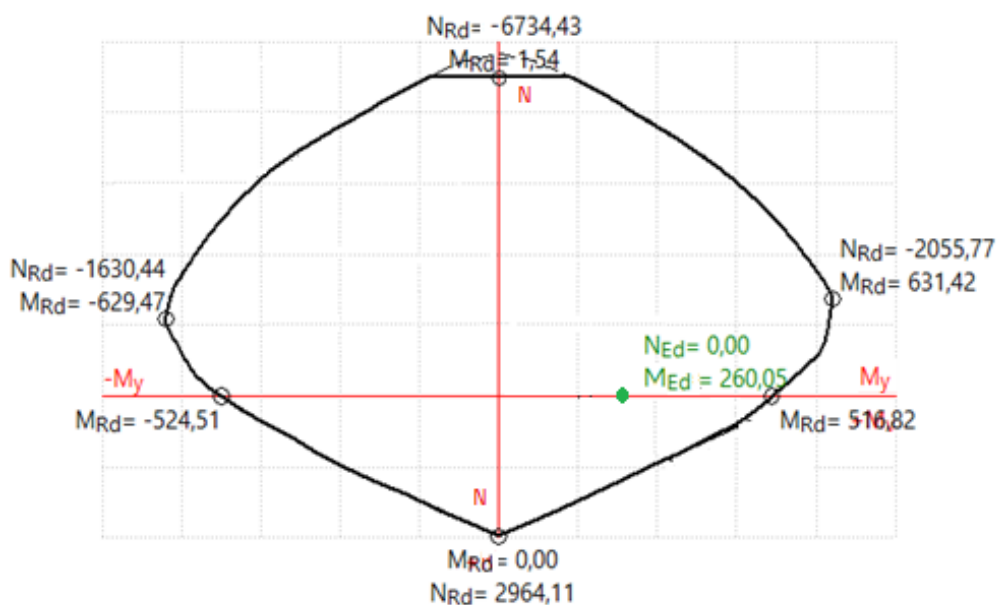
Tabuľka 15 Výsledky posúdenia vystuženého prierezu



Posudok bol variantne spracovaný pre zobrazenie interakčného diagramu aj v programe FIN EC 2 – Betón, kde prierez taktiež vyhovel pre obidve podmienky únosnosti. Z hľadiska posúdenia únosnosti na ohyb je prierez využitý na 50,3% a z hľadiska posúdenia únosnosti v šmyku je prierez využitý na 69,7%. Na obrázku č. 25 je zobrazený priebeh napätí po priereze spolu s deformáciami výstuže a betónu. Podrobný výpočet je v prílohe č. 2.



Obr. 25 Priebeh napätí po priereze a vnútorné sily



Obr. 26 Interakčný diagram vystuženého prierezu

Interakčný diagram znázorňuje závislosť únosnosti vystuženej pilóty namáhanou normálovou silou  $N$  a ohybovým momentom  $M$ . Jednotlivé body interakčného diagramu udávajú únosnosť v špecifických prípadoch.

### 5.1.5 Výsledky varianty s výskytom HPV

Vo výpočte bola nadefinovaná voda v hĺbke 2,8 m. V jednotlivých fázach budovania sa hladina podzemnej vody pred konštrukciou znižovala pod úroveň terénu a za konštrukciou ostala nemenná. Súčinitele a vstupné parametre zemín a geometrie konštrukcie odpovedajú variante bez výskytu HPV, s tým že bola pozmenená hodnota „ $\gamma_{\text{sat}}$ “.

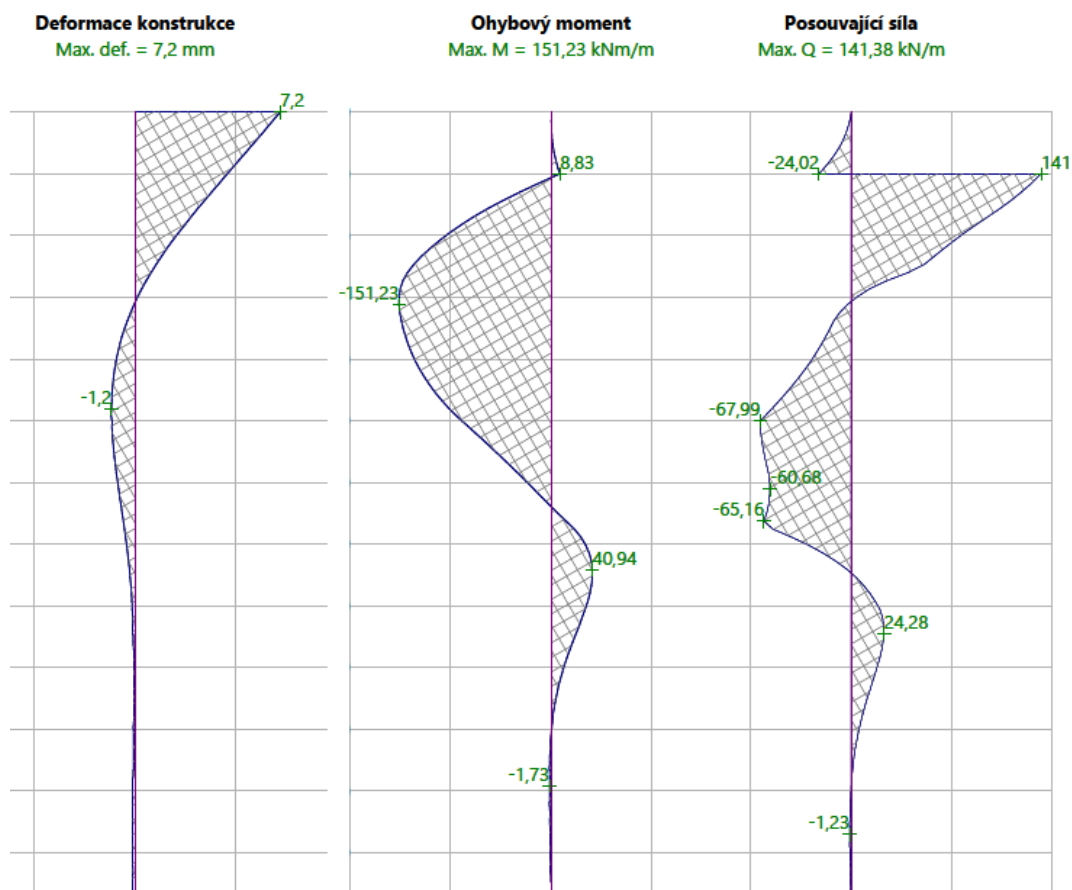
V tabuľke č. 16 sú znázornené výsledne hodnoty maximálnych deformácií, vnútorných síl a tlakov na konštrukciu v jednotlivých fázach budovania.

Fáza výpočtu	Deformácie [mm]	Vnútorné sily		Maximálny tlak na konštrukciu [kPa]
		Ohybový moment [kNm/m]	Posúvajúce sily [kN/m]	
FÁZA Č.1	0,1	2,88	6,45	12,43
FÁZA Č.2	1,9	30,52	24,17	40,88
FÁZA Č.3	7,1	144,62	140,42	137,37
FÁZA Č.4	7,2	151,23	141,38	125,41
FÁZA Č.5	9,2	240,57	177,25	175,22
FÁZA Č.6	9,6	259,13	202,94	153,20

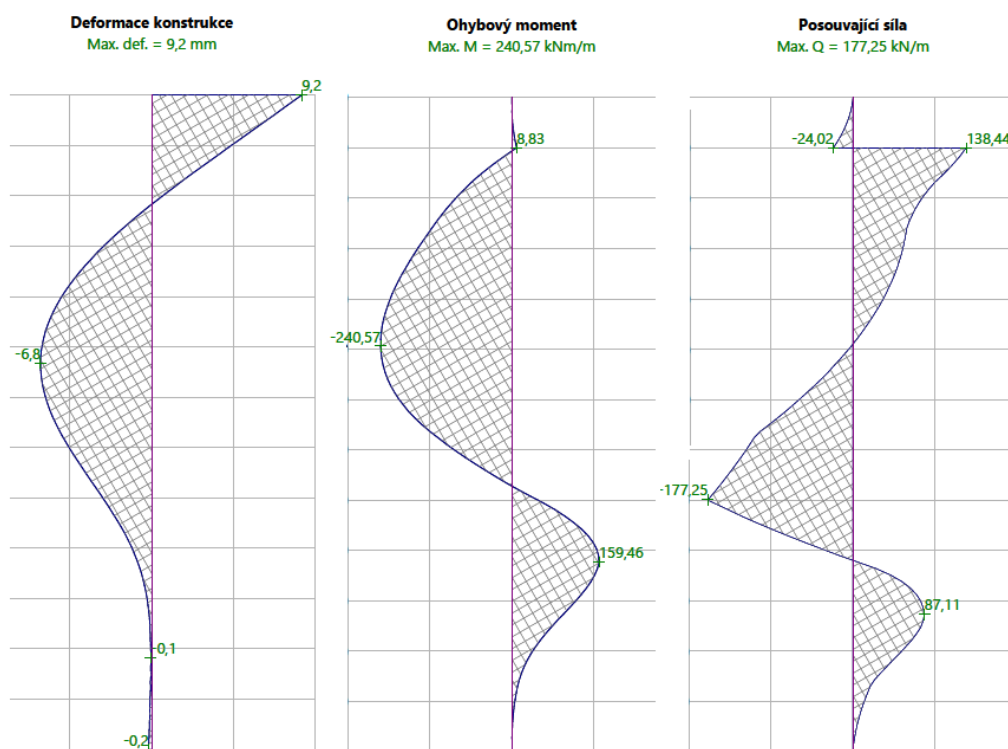
*Tabuľka 16 Výsledné maximálne hodnoty deformácií, vnútorných síl a tlakov na konštrukciu pre jednotlivé fázy budovania – varianta s HPV.*

Celý výpočet z programu GEO 5 pre variantu s výskytom hladiny podzemnej vody je znázornený v prílohe č.3.

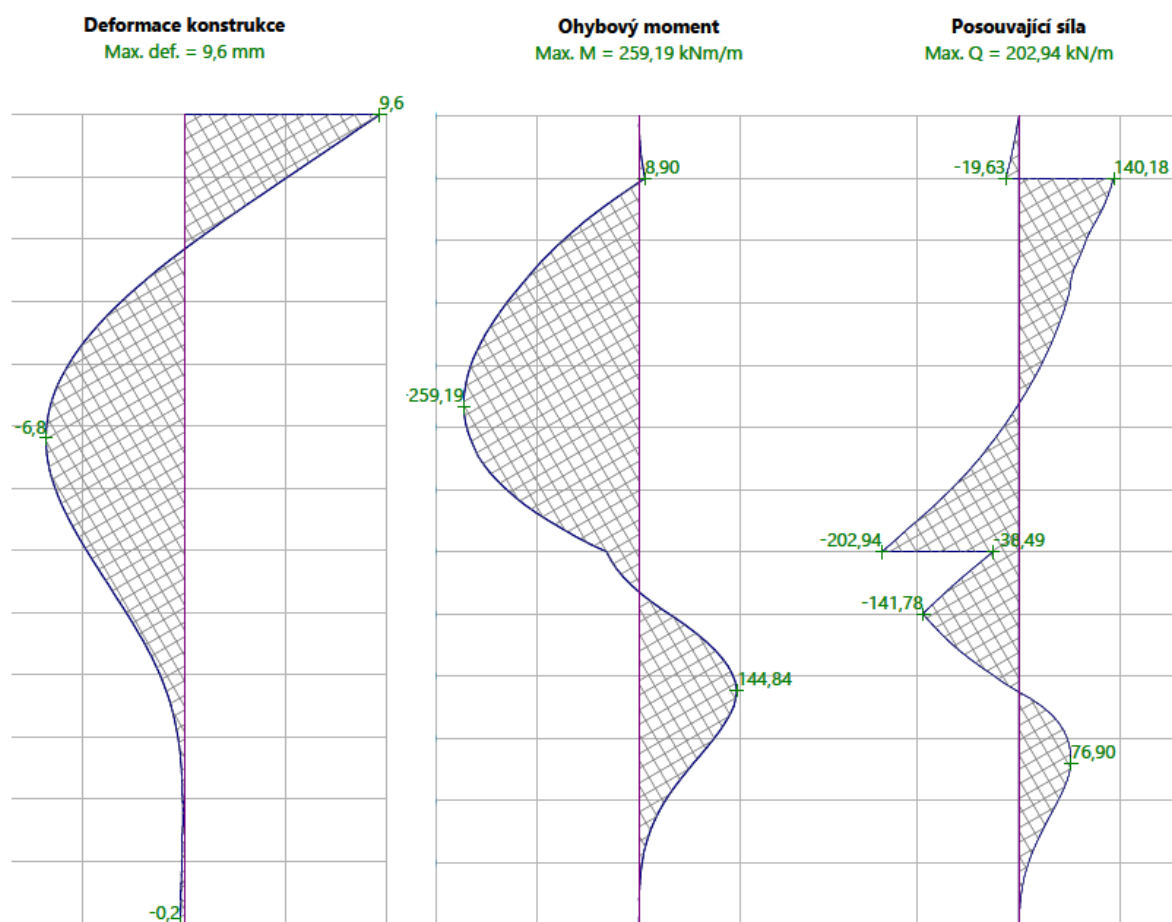
Aj pre variantu bez výskytu hladiny podzemnej vody sú znázornené priebehy vnútorných síl a deformácií len pre posledné tri najkritickejšie fázy budovania.



Obr. 27 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.4



Obr. 28 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.5



Obr. 29 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.6

## Únosnosť kotiev

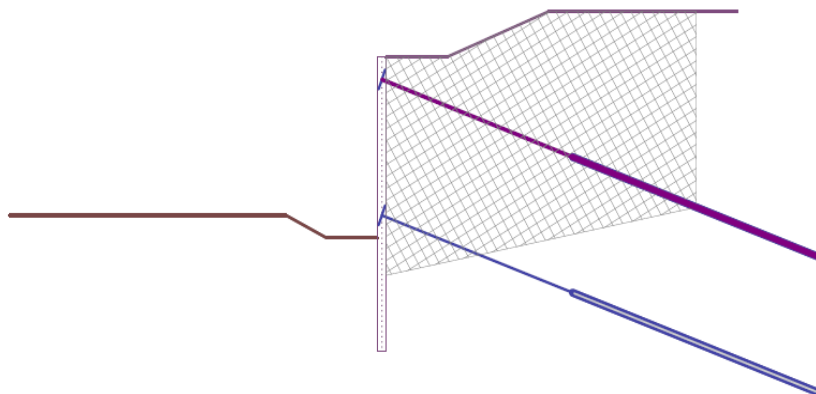
Celková únosnosť kotiev vyhovela aj v prípade s výskytom hladiny podzemnej vody. Aj v tomto prípade je maximálne využitá kotva č. 2 a to na 48,02%.

Č.	hĺbka [m]	Maximálna sila F [kN]	Pretrhnutie kotvy Rt [kN]	Vytrhnutie zo zeminy Re [kN]	Vytrhnutie zo zálievky Rc [kN]	Posúdenie
1	1	340,13	1653,33	1331,1	728,9	VYHOVUJE
2	7	350,0	1653,33	1331,1	728,9	VYHOVUJE

Tabuľka 17 Posúdenie celkovej únosnosti kotiev

## Vnútoraná stabilita

V rámci vnútornej stability rozhodovala taktiež prvá rada kotiev. Na obrázku č.30 je znázornená vnútoraná stability rozhodujúcej rady kotiev.

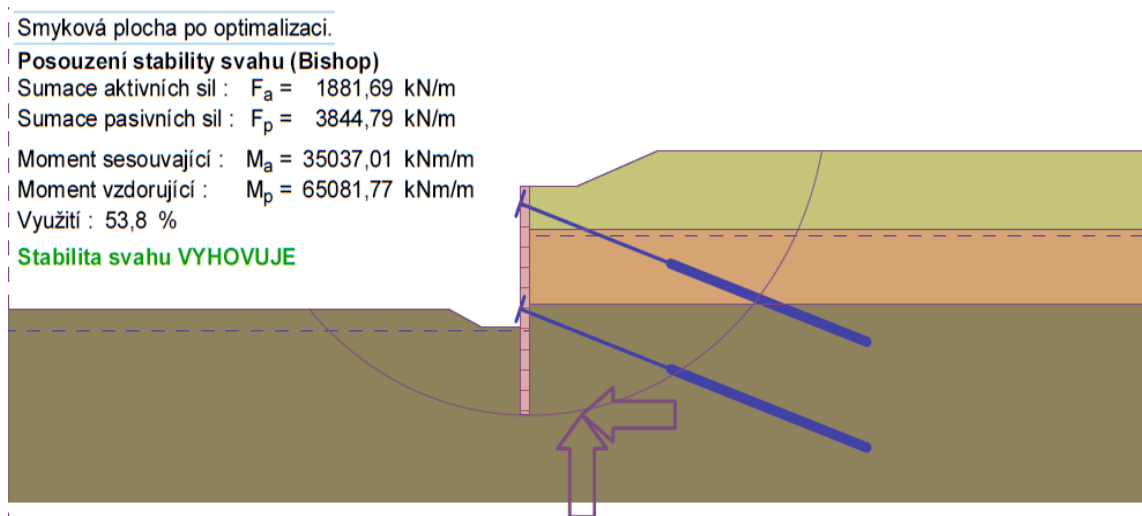


Obr. 30 Vnútoraná stability rozhodujúcej rady kotiev

## Celková stabilita svahu

Posúdenie celkovej stability svahu bolo taktiež prevedené v module Stabilita svahu za pomoci Bishopovej metódy. Súčinitele vstupujúce do výpočtu odpovedajú variante bez HPV. Posudok vyhovel aj v tomto prípade. Šmyková plocha bola zvolená ako kruhová a spôsob výpočtu optimalizácia. V tomto prípade vyšlo využitie svahu na 53,8%.

Výsledné hodnoty aktívnych a pasívnych síl spolu so vzdorujúcim a zosúvajúcim momentom sú znázornené na obrázku č. 31.



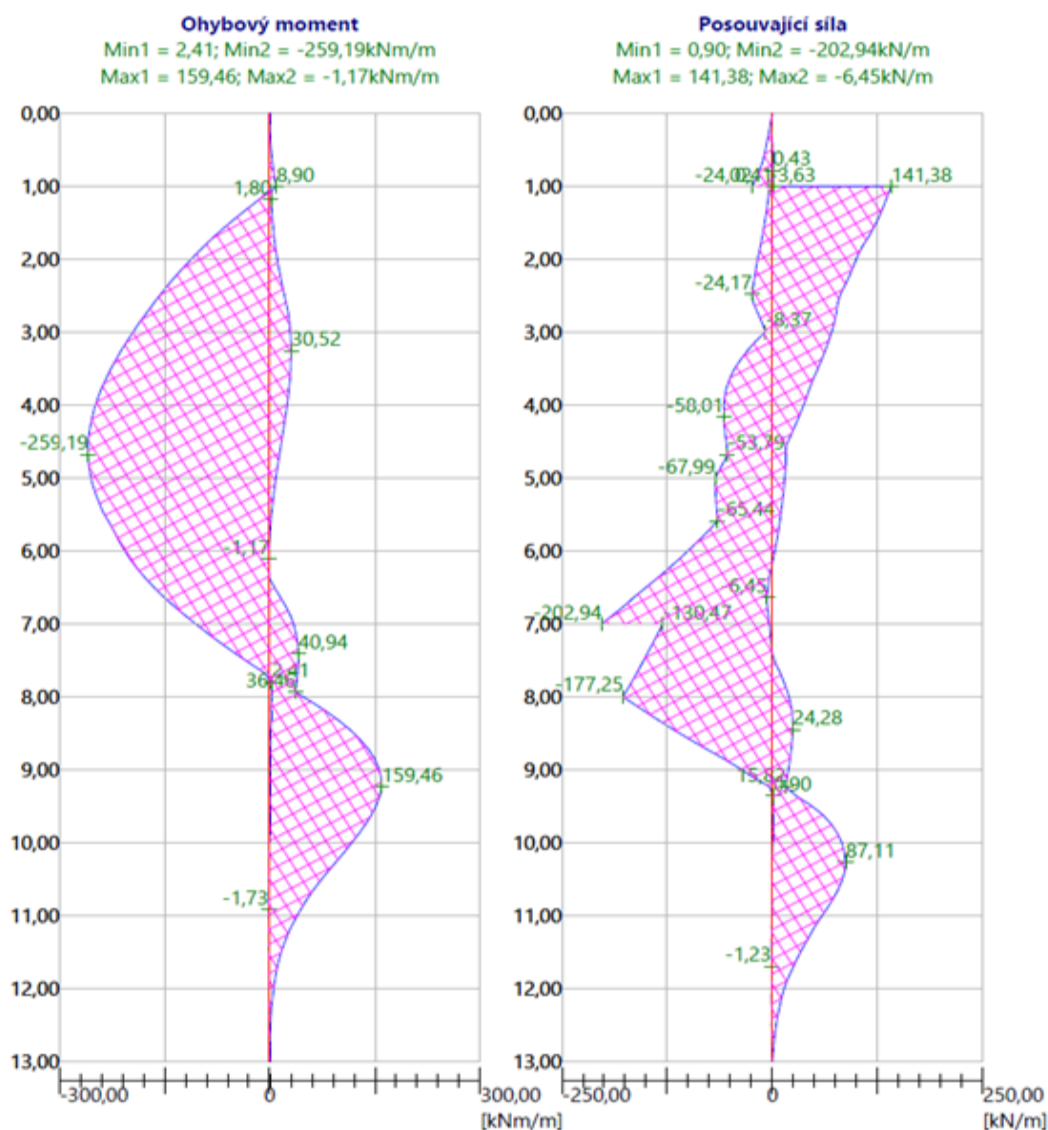
Obr. 31 Posúdenie stability svahu – Bishop

## Posúdenie betónového prierezu

Aj v tomto prípade boli pre výpočet uvažované všetky fázy budovania. Na obrázku číslo 32. sú znázornené priebehy vnútorných síl na konštrukcii, z ktorých maximálne absolútne hodnoty sú použité pre posúdenie na ohyb a šmyk.

V porovnaní s výsledkami varianty bez výskytu podzemnej vody je vo variante s hladinou podzemnej vody maximálny ohybový moment približne o 43 kNm/m väčší a posúvajúca sila približne o 20 kN.

Celkové posúdenie vyhovelo aj v tomto prípade. Navrhnutá výstuž bola použitá rovnaká ako v prípade bez výskytu podzemnej vody. V tabuľke č. 19 sú znázornené výsledné hodnoty únosnosti v šmyku a ohybu a návrhové hodnoty vnútorných síl.



Obr. 32 Vnútorné sily na konštrukcii pilótovej steny

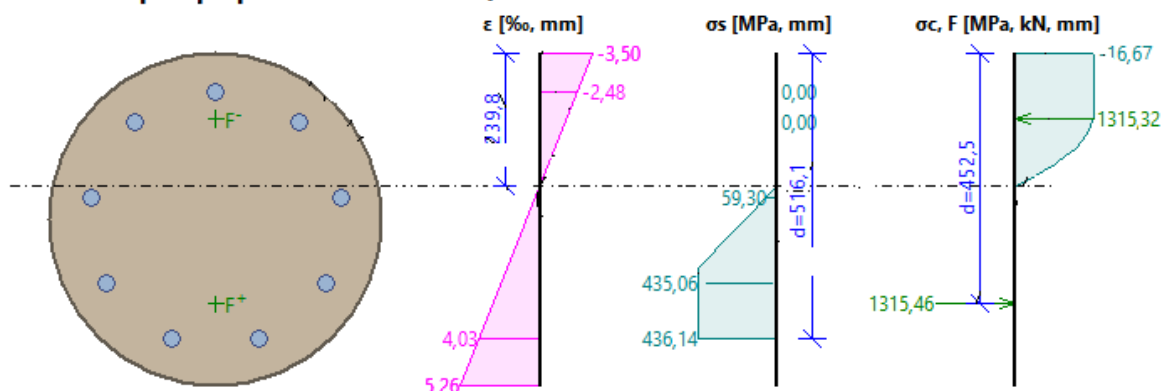
<b>Rozmiestnenie pilót</b>	1,2m	
<b>ohybová výstuž</b>	9ks - Ø30mm, kr. 55mm	
<b>šmyková výstuž</b>	Ø 12 /200mm	
<b>M<sub>Edmax</sub></b>	311,03 kN/m	VYHOVUJE
<b>M<sub>Rd</sub></b>	526,08 kN/m	
<b>V<sub>Edmax</sub></b>	243,52 kN	VYHOVUJE
<b>V<sub>Rd</sub></b>	531,07 kN	

Tabuľka 18 Výsledky posúdenia vystuženého prierezu

Aj v tomto prípade bolo variantné posúdenie vystuženého prierezu prevedené v programe FIN EC 2 – Betón, kde prierez taktiež vyhovel. Z hľadiska posúdenia na ohyb je prierez využitý na 70,7 % a v rámci posúdenia na šmyk je využitý na 81,4 %. Priebeh napätí, a vnútorných síl po priereze je znázornený na obrázku č. 33 a interakčný diagram vystuženého prierezu je znázornený na obrázku č. 34.

Celý posudok prierezu na ohyb a šmyk z programu Fine EC 2 – Betón je znázornený v prílohe č. 4.

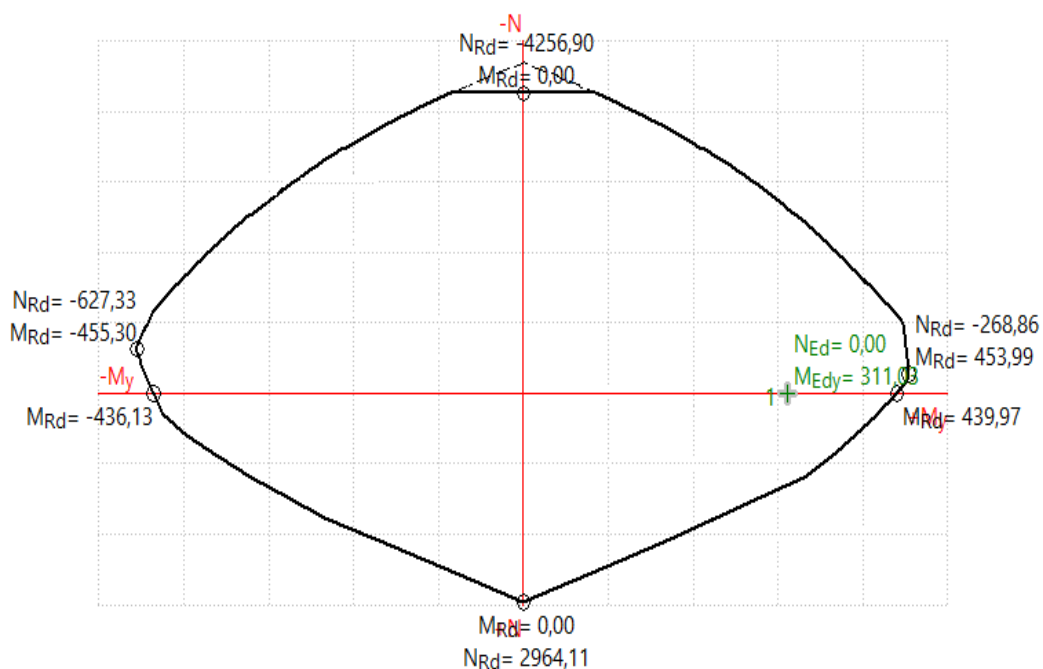
#### Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



#### Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu:	-3,50 ‰
Největší deformace v betonu:	5,26 ‰
Nejmenší deformace ve výztuži:	-2,48 ‰
Největší deformace ve výztuži:	4,03 ‰
Směr neutrálné osy:	0,00 °
Výška tlačené části průřezu:	x = 239,8 mm
Efektivní výška průřezu:	d = 516,1 mm

Obr. 33 priebeh napätí a vnútorných síl po priereze



Obr. 34 Interakčný diagram vystuženého prierezu

Z interakčného diagramu je zjavné, že hodnota  $M_{Ed}$  pre danú podmienku únosnosti vyhovuje.

## 5.2 Analýza v programe Plaxis 2D

Pre lepšie vystihnutie vzájomnej interakcie medzi zeminou a konštrukciou bol v Programe Plaxis 2D zostrojený matematický model posudzovanej kotvenej pilótovej steny. Program Plaxis 2D rieši napätovo-deformačnú analýzu geotechnického problému za použitia metódy konečných prvkov. Základným prvkom tejto metódy je element konečných rozmerov. Celá riešená oblasť sa rozdeľuje na sieť konečných prvkov. Tieto prvky majú v programe Plaxis podobu trojuholníkov a sú navzájom spojené pomocou uzlov. Analýza spočíva v tom, že v jednotlivých uzloch potom hľadáme neznáme hodnoty deformácií.

Program sa skladá z časti Input, Calculation a Output. V rámci časti Calculation umožňuje zvoliť rôzne konštitutívne modely pre rôzne typy geotechnických konštrukcií a rozdeliť výpočet na jednotlivé fázy. Program taktiež umožňuje import geometrie z programu AutoCAD, čo umožňuje rýchlejšiu a efektívnejšiu tvorbu modelu. Pre vytvorenie modelu je nutné do geometrie navoliť zeminy spolu so všetkými konštrukčnými prvkami s ich parametrami a okrajovými podmienkami. [10]



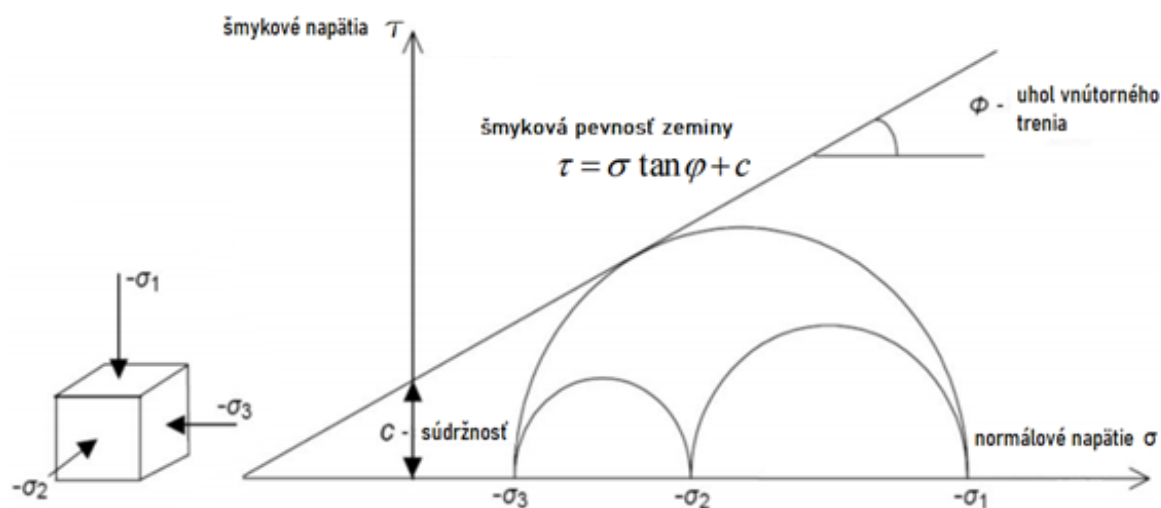
Po ukončení výpočtu je možná kontrola výsledkov v časti Output, kde program poskytuje náhľad na matematický model v 2D, na ktorom je možné vidieť napätia, deformácie, vnútorné sily a tlaky pôsobiace na konštrukciu v jednotlivých fázach výpočtu.

V rámci výpočtu bol pre zeminy použitý konštitutívny materiálový model Mohr – Coloumb presnejšie lineárne elastický – perfektne plastický model. Pri dosiahnutí plochy plasticity dôjde k splastizovaniu zeminy. Táto plocha je identická s Mohr – Coulombovou podmienkou porušenia. Pre stanovenie tejto podmienky je nutné poznať týchto 5 parametrov :

1. Modul pružnosti [E]
2. Uhol dilatancie [ $\psi$ ]
3. Súdržnosť [c]
4. Uhol vnútorného trenia [ $\varphi$ ]
5. Poissonove číslo [ $\nu$ ]

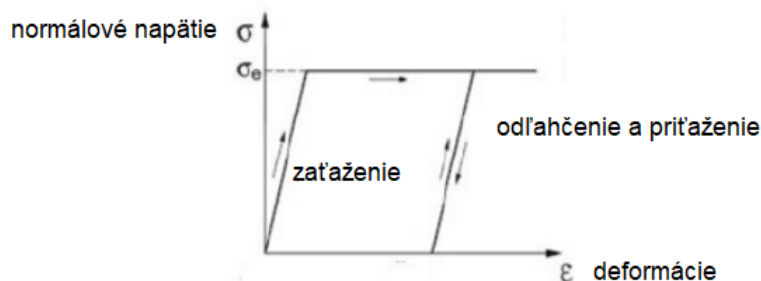
Mohr – Coloumbova podmienka porušenia :  $\tau = \sigma \tan \varphi + c$

Teória vychádza z toho, že materiál sa do medze plasticity chová ako pružný a po prekročení tejto medze vznikajú plastické deformácie pri konštantnom napätí. [16]



Obr. 35 Mohr-Coulombova podmienka porušenia [16]

Šmyková pevnosť zeminy je odpor zeminy proti ušmyknutiu na vzniknutej šmykovej ploche. Mohr – Coulombova podmienka porušenia popisuje chovanie predovšetkým pri odvodnených podmienkach s efektívnymi šmykovými parametrami  $\varphi_{ef}$  a  $c_{ef}$ .

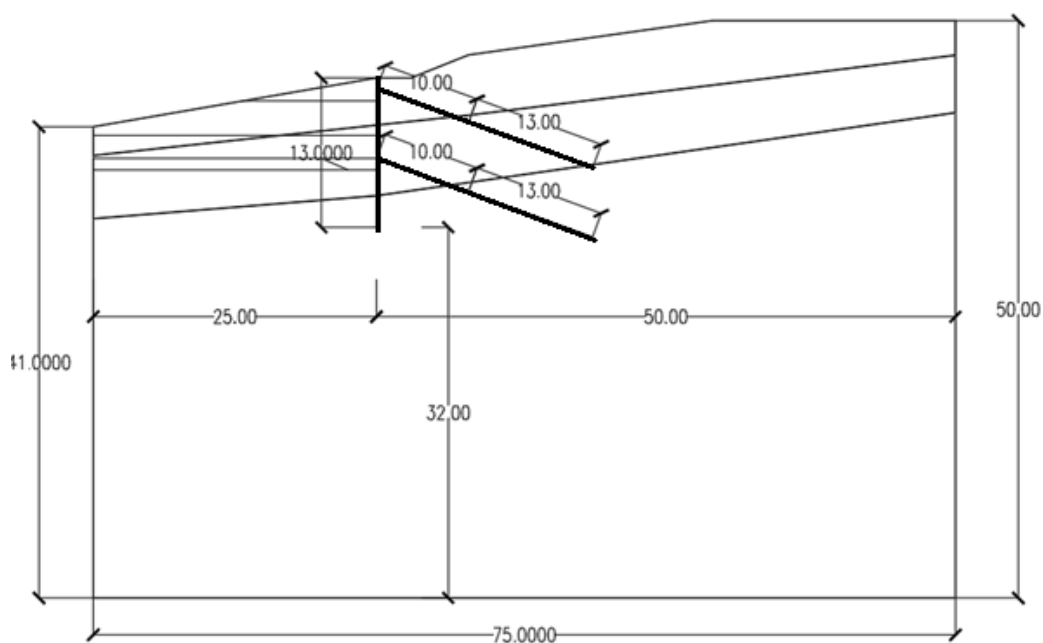


Obr. 36 Pružno-ideálne plastický model [16]

### 5.2.1 Geologické rozhranie modelu

Geologické rozhranie modelu vychádza ak aj v programe GEO5 z inžiniersko-geologického rezu v mieste zárubného múru na úseku diaľnice D3. Rozdiel v rozhraní oproti modelu v programe GEO5 je ten, že v programe Plaxis boli jednotlivé geologické vrstvy v sklone.

V programe AutoCAD bolo vytvorené geologické rozhranie spolu s umiestnením pilótovej steny, kotiev, vyznačením jednotlivých fáz budovania a následne naimportované do programu Plaxis 2D.



obr. 37 Geometria modelu s geologickým rozhraním z programu AutoCAD

### 5.2.1 Vstupné parametre pre výpočet

Materiálové charakteristiky jednotlivých zemín boli rovnaké ako v programe GEO5 a ich hodnoty sú znázornené v tabuľke č.10. Pre všetky geologické vrstvy bol zvolený Mohr – Coloumbov materiálový model. Ako drenážny typ pre výpočet bol pre zvolený typ Drained a v prípade, keď bol modelovaný príklad s vodou sa zvolil typ Undrained (B). Vo variante s výskytom podzemnej vody sa pri vlastniacich zemín doplnil koeficient filtrácie o hodnotu  $7 \cdot 10^{-5}$  [m/s] až v  $7 \cdot 10^{-7}$  [m/s] a zmenili sa hodnoty objemovej tiaže saturovanej zeminy.

Program Plaxis 2D je určený pre riešenie rovinne deformačných úloh, to znamená, že šírka konštrukcie je všade rovnaká. Z toho dôvodu bolo nutné prepočítať na stenu o konštantnej šírke. Hrúbka tejto steny bola dopočítaná pomocou normálovej tuhosti EA.

Popis	Hodnota	Jednotka
EA	$18,0 \cdot 10^6$	kN/m
EI	$540 \cdot 10^3$	kNm <sup>2</sup> /m
d	0,6	m
v	0,2	-

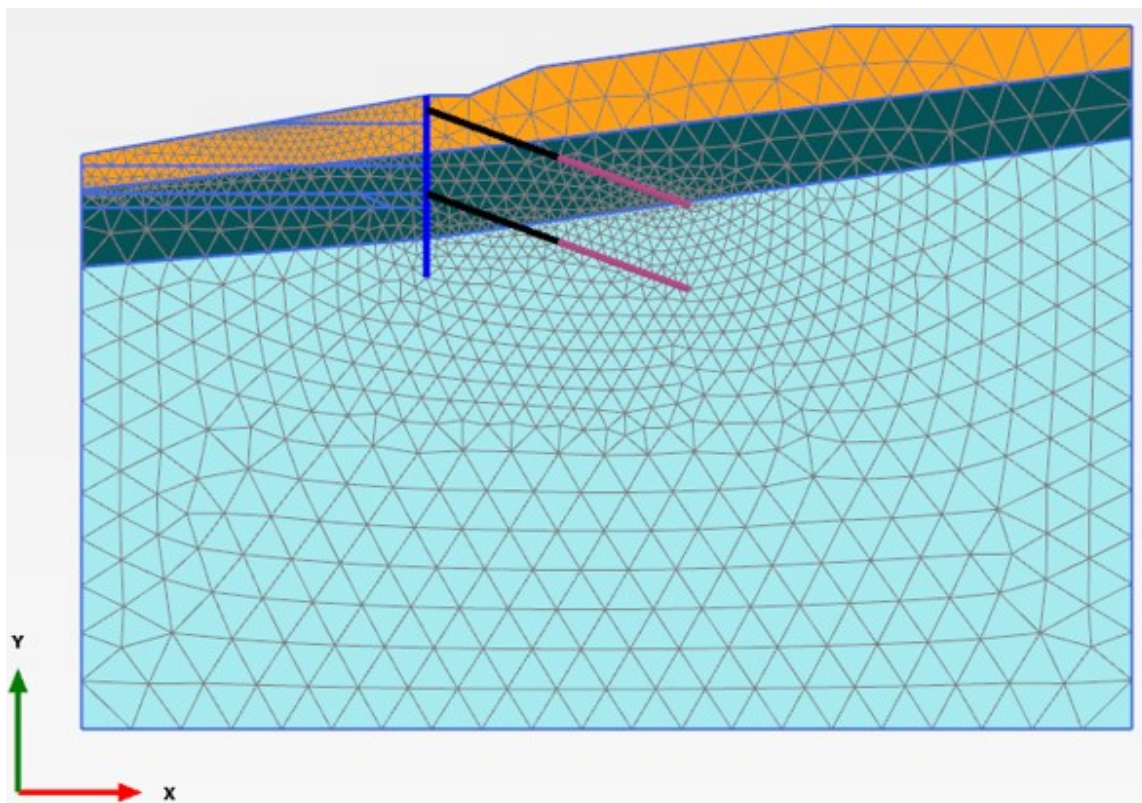
Tabuľka 19 Vstupné hodnoty pilótovej steny pre výpočet

V rámci zadávania kotiev do modelu, bol zvolený konštrukčný prvok kotvy ako NodeToNodeAnchor a ako konštrukčný prvok koreňa kotvy bol zvolený prvok EbeddedBeamRow. V kotvách boli zadané predpínacie sily ako v programe GEO5 o hodnote 350 kN. Jednotlivé hodnoty kotvy a koreňa kotvy, vstupujúce do výpočtu, sú znázornené v tabuľke č.21.

Kotva		Koreň kotvy			
EA [kN]	L <sub>spac</sub> [m]	E [kN/m <sup>2</sup> ]	γ [kN/m <sup>2</sup> ]	d [m]	L <sub>spac</sub> [m]
$34,7 \cdot 10^3$	2,0	$27,5 \cdot 10^6$	25	0,22	2,0

Tabuľka 20 Vstupné parametre kotvy a koreňa kotvy pre výpočet

Pri rozdelení analyzovanej oblasti na sieť konečných prvkov bola zvolená stredná hustota siete.



*Obr. 38 Vygenerovaná sieť konečných prvkov*

### 5.2.2 Výpočet modelu

Výpočet modelu slúži na porovnanie vnútorných síl a deformácií na konštrukcii pilótovej steny a zobrazenie celkových posunov masívu analyzovanej oblasti. Výpočet bol rozdelený do šiestich fáz ako aj v programe GEO5. V iniciačnej fáze prebehol typ výpočtu ako Gravity loading z dôvodu, že jednotlivé vrstvy zeminy neboli uložené horizontálne. V ďalších fázach výpočtu nie sú deformácie a posuny z počiatočnej fázy uvažované.

V prípade, že sa jednalo o variantu výpočtu s výskytom podzemnej vody, boli v segmente Flow conditions navolené 3 úrovne hladiny podzemnej vody, ktoré sa potom prideliť k jednotlivým fázam výpočtu. Hladina podzemnej vody pred konštrukciou bola postupne znižovaná ako v programe GEO5.

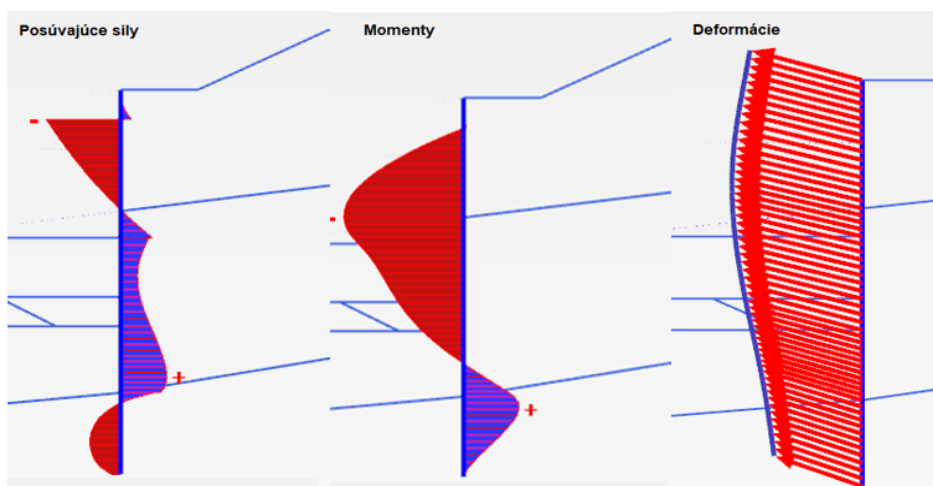
### 5.2.3 Výsledky pre variantu bez HPV

V Tabuľke č.22 sú znázornené maximálne deformácie a vnútorné sily na konštrukcii kotvenej pilótovej steny spolu s maximálnymi celkovými deformáciami masívu v jednotlivých fázach výpočtu pre variantu bez výskytu hladiny podzemnej vody.

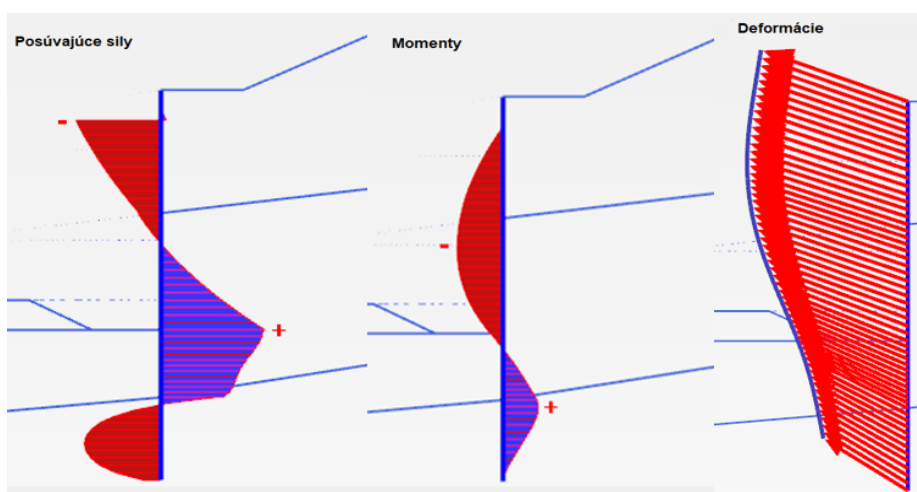
Fáza výpočtu	Deformácie [mm]	Vnútročné sily		Celkové deformácie masívu [mm]
		Ohybový moment [kN/m/m]	Posúvajúce sily [kN/m]	
FÁZA Č.1	22,9	85,7	42,92	27,1
FÁZA Č.2	31,0	107,9	53,03	31,2
FÁZA Č.3	17,2	190,7	130,0	27,7
FÁZA Č.4	21,4	211,8	144,2	29,1
FÁZA Č.5	29,0	268,3	189,9	32,8
FÁZA Č.6	25,3	261,0	171,3	32,6

Tabuľka 21 Výsledné hodnoty pre jednotlivé fázy výpočtu – varianta bez HPV

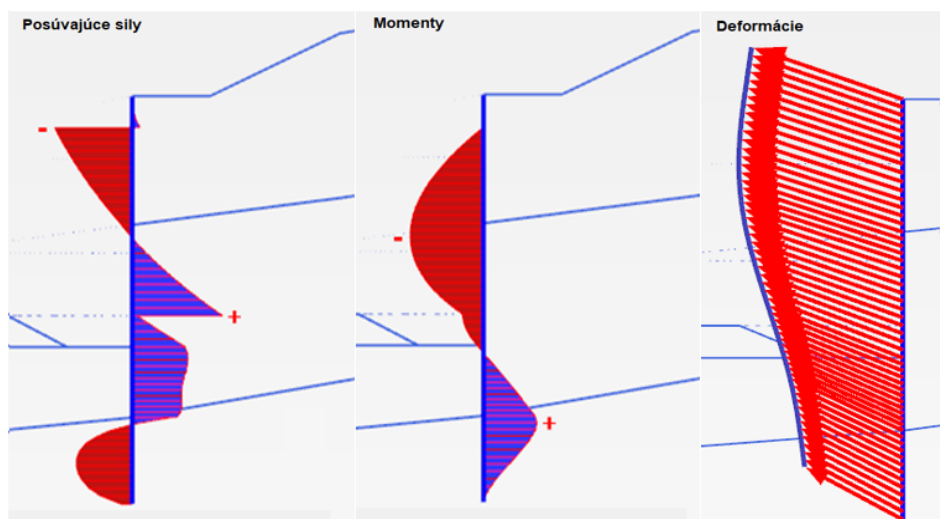
Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii sú získané z časti Plaxisu Output a sú znázornené pre posledné tri fázy výpočtu na obrázkoch č. 39 až 41.



Obr. 39 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza 4



Obr. 40 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza č. 5



Obr. 41 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza č. 6

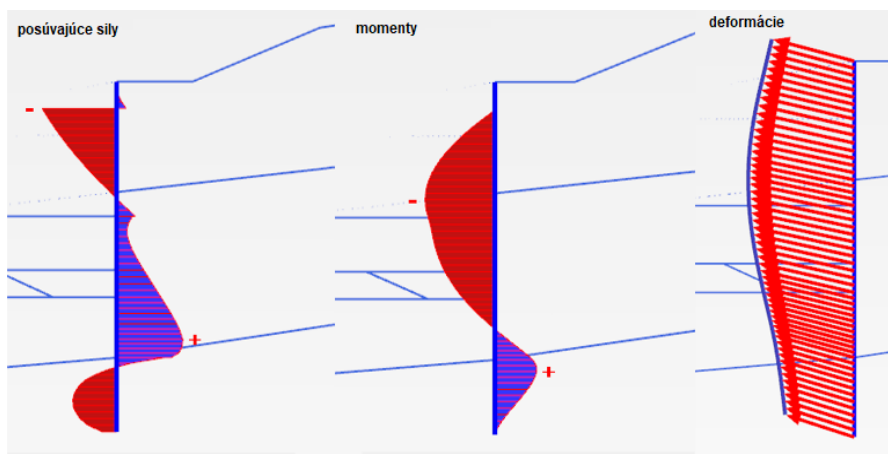
#### 5.2.4 Výsledky pre variantu s výskytom HPV

V Tabuľke č. 23 sú znázornené maximálne deformácie a vnútorné sily na konštrukcii kotvenej pilótovej steny spolu s maximálnymi celkovými deformáciami masívu v jednotlivých fázach výpočtu pre variantu s výskytom podzemnej vody.

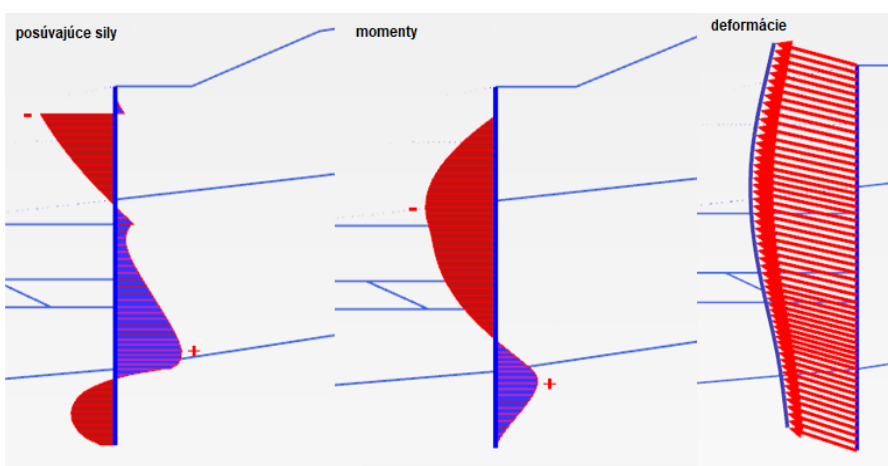
Fáza výpočtu	Deformácie [mm]	Vnútorné sily		Celkové deformácie masívu [mm]
		Ohybový moment [kN/m/m]	Posúvajúce sily [kN/m]	
FÁZA Č.1	22,2	101,5	60,3	23,6
FÁZA Č.2	24,3	140,6	69,6	24,1
FÁZA Č.3	12,9	218,5	231,5	19,8
FÁZA Č.4	19,7	260,7	146,0	24,2
FÁZA Č.5	25,8	307,8	152,5	28,6
FÁZA Č.6	22,7	277,4	147,3	26,7

Tabuľka 22 Výsledné hodnoty pre jednotlivé fázy výpočtu - varianta s HPV

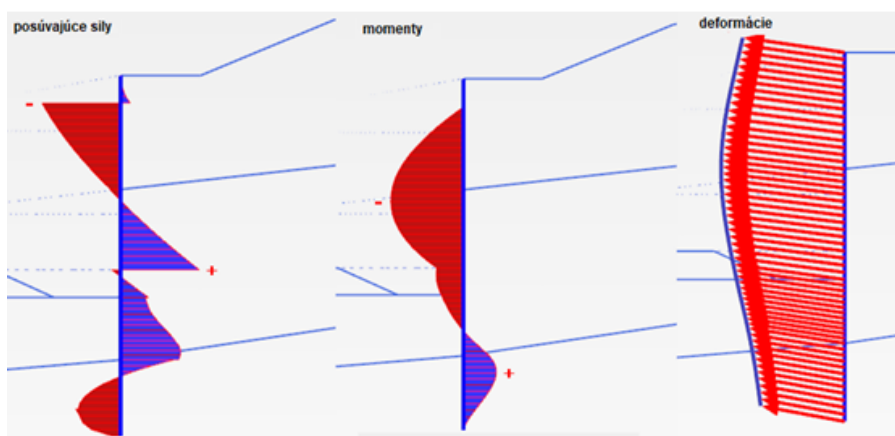
Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukciu v jednotlivých fázach výpočtu pre túto variantu sú znázornené na obrázkoch č. 42 až 44.



Obr. 42 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza č.4



Obr. 43 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza č.5



Obr. 44 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza č.6

Modelové znázornenie celkových posunov masívu je pre jednotlivé fázy výpočtu pre obidve varianty výskytu hladiny podzemnej vody zobrazené v prílohách č. 5. a č. 6.





## 6. Zhodnotenie výsledkov

### 6.1 Varianta bez HPV

VARIANTA BEZ HPV		deformácie [mm]	vnútorné sily	
			M [kNm/m]	V [kN]
GEO5	fáza 1	0,1	6,13	12,91
	fáza 2	1,9	30,27	24,14
	fáza 3	7,0	144,88	140,42
	fáza 4	7,2	150,94	141,43
	fáza 5	8,8	201,71	144,00
	fáza 6	8,9	216,71	184,85
Plaxis 2D	fáza 1	20,9	85,70	42,92
	fáza 2	31,0	107,90	53,03
	fáza 3	17,2	190,70	130,00
	fáza 4	21,4	211,80	144,20
	fáza 5	29,0	268,30	189,90
	fáza 6	25,3	261,00	171,30

Tabuľka 23 Výsledky z programu GEO 5 a Plaxis 2D pre variantu bez výskytu HPV

V každej fáze výpočtu v programe GEO5 a Plaxis 2D boli zistené hodnoty deformácií a vnútorných síl zobrazených v tabuľke č. 23.

Posúdenie prierezu vyhovelo jak v programe GEO5, tak aj v programe FINE EC2 – Betón. V prípade, že podzemná voda nebola zaznamenaná vyšlo využitie prierezu v ohybe na 50,3% a v šmyku na 69,7%.

Celková únosnosť kotiev taktiež vyhovela. Vo výpočte vyšla maximálne využitá kotva č. 2 a to na 48,02%. Vnútorná stabilita kotevného systému vyhovela pre obidve úrovne kotiev. V rámci posúdenia celkovej stability vyšlo využitie šmykovej plochy na 40,5%.

## 6.2 Varianta s HPV

VARIANTA S HPV		deformácie [mm]	vnútorné sily	
			M [kNm/m]	V [kN]
GEO5	fáza 1	0,1	6,13	12,91
	fáza 2	1,9	30,27	24,14
	fáza 3	7,0	144,88	140,42
	fáza 4	7,2	150,94	141,43
	fáza 5	8,8	201,71	144,0
	fáza 6	8,9	216,71	184,85
Plaxis 2D	fáza 1	22,2	101,5	60,3
	fáza 2	24,3	140,6	69,6
	fáza 3	12,9	218,5	231,5
	fáza 4	19,7	260,7	146,0
	fáza 5	25,8	307,8	152,5
	fáza 6	22,7	277,4	147,3

Tabuľka 24 Výsledky z programu GEO 5 a Plaxis 2D pre variantu s výskytom HPV

Aj pre túto variantu výpočtu boli v oboch programoch zistené hodnoty deformácií a vnútorných síl na konštrukcii. Ich hodnoty sú znázornené v tabuľke č. 24.

Posúdenie prierezu vyhovelo taktiež v oboch programoch. V prípade, že hladina podzemnej vody bola zaznamenaná, vyšlo využitie prierezu v ohybe na 70,7% a v šmyku na 81,4%.

V rámci únosnosti kotiev bola maximálne využitá kotva č. 2 na 48,02%, ako v prípade bez výskytu podzemnej vody. Vnútorná stability kotevného systému aj v tomto prípade vyhovela pre obidve úrovne kotiev. Posúdenie celkovej stability svahu vyhovelo s využitím šmykovej plochy na 53,8%.

## 7. Záver

Hlavným cieľom diplomovej práce je posúdenie kotveného zárubného múru na úseku diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec. Pre posúdenie bol vybraný kotvený zárubný múr, ktorý sa nachádza v komplikovanom geologickom prostredí s potencionálnymi zosuvmi.

Práca je na úvod zameraná na stručnú charakteristiku výstavby diaľnice D3, najmä čo sa týka počtu stavebných objektov a vyobrazuje diaľničnú sieť Slovenskej republiky. V ďalšom kroku sa venuje bližšej špecifikácii charakteristiky územia, čo sa týka geologických, hydrogeologických a klimatických pomeroch. Z dôvodu, že pomerne väčšia časť úseku diaľnice sa nachádza v komplikovaných geologických podmienkach, sú bližšie popísané aj geodynamické javy v trase diaľnice.

V rámci posudzovania zárubných konštrukcií sú bližšie popísané silové podmienky riešenia zárubných múrov. Je však ale dôležité podotknúť, že praktická časť práce je riešená pomocou deformačnej metódy.

V ďalšej kapitole práca opisuje vybraný posudzovaný kotvený zárubný múr na úseku trasy diaľnice D3. Tento múr bol navrhnutý ako pilótová stena kotvená v dvoch úrovniach. Opis sa týka najmä inžiniersko-geologických pomeroch v úseku daného múru a technického riešenia. Súčasťou popisu je aj samotný postup výstavby daného múru v jednotlivých krokoch. Nakoľko tento zárubný múr sa nachádza v náročnej geologickej lokalite sú v práci bližšie rozobrané požiadavky na monitoring počas a po výstavbe.

V rámci statického posúdenia bol daný kotvený múr posudzovaný v programe GEO5 v module Pažení – Posudek a variantne aj v programe FINE EC 2 – Betón. Geologické rozhranie modelu vychádzalo z inžiniersko-geologického rezu v úseku daného múru. Geotechnické charakteristiky zemín boli použité z výsledkov inžiniersko-geologického prieskumu. Pre posúdenie boli uvažované všetky fázy výpočtu. Posúdenie bolo realizované pre dva prípady výskytu podzemnej vody. Posudok vyhovel pre obidva prípady výskytu podzemnej vody a to v obidvoch programoch. Posúdenie celkovej stability masívu bolo prevedené taktiež v programe GEO5, ale v module Stabilita svahu. Posúdenie vyhovelo pre obidva prípady výskytu podzemnej vody. Pre variantu s výskytom hladiny podzemnej vody vyšlo využitie šmykovej plochy väčšie z dôvodu účinkov pórových tlakov.

Druhá podkapitola praktickej časti bola zameraná na vytvorenie matematického modelu daného kotveného múru v Programe Plaxis 2D pre porovnanie výsledkov vnútorných síl a deformácií na konštrukcii s výsledkami z programu GEO5. Súčasťou výstupu z programu Plaxis 2D malo byť aj znázornenie potencionálnej šmykovej plochy. Tento krok žiaľ v práci nie je, z dôvodu, že program vyhodnotil výskyt šmykovej plochy tesne pod terénom a táto skutočnosť nebola prínosná na vyjadrenie sa k celkovej stabilite masívu. Výsledky vnútorných síl a deformácií z programu Plaxis 2D vyšli pre obidva prípady väčšie pre všetky fázy výpočtu. Dôvodom je práve skutočnosť, že program Plaxis 2D umožňuje lepšie vystihnúť vzájomnú interakciu medzi zeminou a konštrukciou. Ďalším aspektom ovplyvňujúcim výsledky, je to, že program Plaxis 2D umožňuje uloženie vrstiev nie len horizontálne ako program GEO5 a ráta na princípe metódy konečných prvkov pričom modul Pažení – Posudek v programe GEO5 ráta na základe metódy závislých tlakov.

## 8. Zoznam použitej literatúry

- [1] *HULLA J., Jozef a Peter TURČEK. Zakladanie stavieb.* Bratislava: Jaga group s.r.o., 1998. ISBN 80-8895-05-2.
- [2] *Pašek, Matula a kolektív. Inženýrska geologie I., II. – Technický Průvodce č. 76.* Praha: Česká Matice Technická, 1995
- [3] *Fussgänger, E. Svahové pohyby a poruchy a ich geomechanické posudzovanie.* Bratislava: JAGA, 2016. ISVN 978-80-7076-124-0
- [4] *Diaľnica D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec* [online 28.10.2019] dostupné z ] <https://www.asb.sk/stavebnictvo/inzinierske-stavby/dialnice/dialnica-d3-cadca-bukov-svrcinovec>
- [5] *Amberg Engineering s.r.o., 281-01 ZÁRUBNÝ MÚR VPRAVO V KM 37,037-37,274 D3\_časť\_Technická správa*
- [6] *Doplňkový\_inžiniersko-geologický\_prieskum* dostupné z [DIGP-Amberg-2017]
- [7] *Záverečná\_správa\_ZS-D3* dostupné z [DIGP-Amberg-2017]
- [8] *DPP\_projekt\_geotechnický\_monitoring\_2017* dostupné z [DPP\_projekt-2017]
- [9] *Sieť diaľnic a rýchlostných ciest na Slovensku* [online 17.09.2019] dostupné z <https://www.ndsas.sk/stavby/dialnicna-siet>
- [10] *Plaxis 2D Knowledge base* [online 20.10.2019] dostupné z <https://www.plaxis.com/product/plaxis-2d/>
- [11] *ONLINE NÁPOVEDA GEO5 - Schmitt* [online 28.10.2019] dostupné z <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/modul-reakce-podle-schmitta-01/>
- [12] *ONLINE NÁPOVEDA GEO5 – Pažení Posudek* [online 28.10.2019] dostupné z <https://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/pazeni-posudek-01/>
- [13] *Posuzování stability opěrných zdí* [online 21.10.2019] dostupné z <https://www.csbeton.cz/cs/inspirace/rady-a-tipy/zaklady-plotu-i-dalsich-konstrukci-10848>
- [14] *ONLINE NÁPOVEDA FIN EC – železobetonový sloup* [online 28.10.2019] dostupné z <https://www.fine.cz/napoveda/finec/cs/zelezobetonovy-sloup-01/>

- [15] PROJEKTOVÁNÍ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ MODUL 5 OPRNÉ A ZÁRUBNÍ ZDI [online 28.10.2019] dostupné z <http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/CM01-Projektov%C3%A1n%C3%AD%20pozemn%C3%ADch%20komunikac%C3%AD/M05-Op%C4%9Brn%C3%A9%20a%20z%C3%A1rubn%C3%AD%20zdi.pdf>
- [16] Modelování v geotechnice – Konstitutivní modelování [online 28.10.2019] dostupné z <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/03-konstitutivni-modelovani.pdf>

## 9. Zoznam obrázkov

Obr. 1 Diaľničná sieť Slovenska, rok 2019 [9] .....	19
Obr. 2 Situácia záujmového územia trasy diaľničného úseku D3 Čadca, Bukov - Svrčinovec 37,0 - 42,7 km [7] .....	21
Obr. 3 Úsek diaľnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec .....	22
Obr. 4 Zárubný múr [15] .....	29
Obr. 5 Únosnosť základovej pôdy [13] .....	30
Obr. 6 Pootočenie [13] .....	30
Obr. 7 Preklopenie [13] .....	31
Obr. 8 Posunutie [13] .....	31
Obr. 9 Stabilita zemného masívu ako celku [13] .....	32
Obr. 10 Znázornenie zárubného múru 281-01 v situácií [5] .....	33
Obr. 11 Inžiniersko-geologický rez v mieste zárubného múru 281 – 01 [6] .....	34
Obr. 12 Napínanie kotvy v kotevnom venci .....	36
Obr. 13 Fáza realizácie drieku .....	36
Obr. 14 Geotechnický monitoring v mieste zárubného múru [8] .....	37
Obr. 15 Osadený dynamometer na dlhodobé sledovanie sily v kotve [8] .....	38
Obr. 16 Schéma konštrukcie pri výpočte podľa metódy závislých tlakov [11] .....	40
Obr. 17 Prierez pilóty s navrhnutou ohybovou a šmykovou výstužou .....	43
Obr. 18 3D zobrazenie jednotlivých fáz budovania .....	43
Obr. 19 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.4 .....	44
Obr. 20 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.5 .....	45
Obr. 21 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.6 .....	45
Obr. 22 Vnútna stabilita rozhodujúcej rady kotiev .....	46
Obr. 23 Posúdenie stability svahu – Bishop .....	47
Obr. 24. Vnútné sily na konštrukcii pilótovej steny .....	48
Obr. 25 Priebeh napätí po priereze a vnútorné sily .....	49
Obr. 26 Interakčný diagram vystuženého prierezu .....	49
Obr. 27 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.4 .....	51
Obr. 28 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.5 .....	51
Obr. 29 Priebehy vnútorných síl a deformácií na konštrukcii – Fáza č.6 .....	52
Obr. 30 Vnútna stability rozhodujúcej rady kotiev .....	53
Obr. 31 Posúdenie stability svahu – Bishop .....	53

Obr. 32 Vnútorne sily na konštrukcii pilótovej steny .....	54
Obr. 33 priebeh napätí a vnútorných síl po priereze .....	55
Obr. 34 Interakčný diagram vystuženého prierezu .....	56
Obr. 35 Mohr-Coloumbova podmienka porušenia [16].....	57
Obr. 36 Pružno-ideálne plastický model [16] .....	58
Obr. 37 Geometria modelu s geologickým rozhraním z programu AutoCAD .....	58
Obr. 38 Vygenerovaná sieť konečných prvkov.....	60
Obr. 39 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza 4 .....	61
Obr. 40 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza č. 5.....	61
Obr. 41 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza č. 6.....	62
Obr. 42 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza č.4.....	63
Obr. 43 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza č.5.....	63
Obr. 44 Priebehy vnútorných síl a deformácií - Fáza č.6.....	63



## 10. Zoznam tabuliek

Tabuľka 1 Prehľad charakteristických údajov klimatických oblastí [6] .....	26
Tabuľka 2 Geotechnické charakteristiky zemín paleogénu v km 37,04 – 39,20 [7].....	28
Tabuľka 3 Geotechnické charakteristiky zemín kvartéru v km 37,04 - 39,20 [7] .....	28
Tabuľka 4 Súčinitele redukcie zaťaženia .....	40
Tabuľka 5 Súčinitele redukcie odporu .....	41
Tabuľka 6 Súčinitele pre posúdenie medzného stavu kotiev .....	41
Tabuľka 7 Súčiniteľ redukcie odporu na šmykovej ploche .....	41
Tabuľka 8 Vstupné parametre geometrie konštrukcie .....	41
Tabuľka 9 Geologické rozhranie zemín .....	42
Tabuľka 10 Základné parametre zemín.....	42
Tabuľka 11 Vstupné parametre navrhnutých kotiev .....	42
Tabuľka 12 výsledné maximálne hodnoty deformácií, vnútorných síl a tlakov na konštrukciu pre jednotlivé fázy budovania – varianta bez HPV .....	44
Tabuľka 13 Posúdenie celkovej únosnosti kotiev .....	46
Tabuľka 14 Posúdenie vnútornej stability kotevného systému.....	46
Tabuľka 15 Výsledky posúdenia vystuženého prierezu.....	48
Tabuľka 16 Výsledné maximálne hodnoty deformácií, vnútorných síl a tlakov na konštrukciu pre jednotlivé fázy budovania – varianta s HPV.....	50
Tabuľka 17 Posúdenie celkovej únosnosti kotiev .....	52
Tabuľka 18 Výsledky posúdenia vystuženého prierezu.....	55
Tabuľka 19 Vstupné hodnoty pilótovej steny pre výpočet .....	59
Tabuľka 20 Vstupné parametre kotvy a koreňa kotvy pre výpočet .....	59
Tabuľka 21 Výsledné hodnoty pre jednotlivé fázy výpočtu – varianta bez HPV .....	61
Tabuľka 22 Výsledné hodnoty pre jednotlivé fázy výpočtu - varianta s HPV .....	62
Tabuľka 23 Výsledky z programu GEO 5 a Plaxis 2D pre variantu bez výskytu HPV.....	65
Tabuľka 24 Výsledky z programu GEO 5 a Plaxis 2D pre variantu s výskytom HPV .....	66



## **11. Zoznam príloh**

Príloha č. 1: Výpočet z modulu Pažení posudek pre variantu bez HPV

Príloha č. 2: Výpočet z programu FINE EC2 – betón pre variantu bez HPV

Príloha č. 3: Výpočet z modulu Pažení posudek pre variantu s HPV

Príloha č. 4: Výpočet z programu FINE EC2 – betón pre variantu s HPV

Príloha č. 5: Celkové deformácie masívu pre variantu bez HPV

Príloha č. 6: Celkové deformácie masívu pre variantu s HPV



Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavebná

Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Návrh, posouzení a optimalizace kotvených zárubních konstrukcí na dálnici

D3 – úsek Čadca – Svrčinovec

Design, Assessment and Optimalization of the Anchored Embedded Structures on highway

D3 Čadca – Svrčinovec section

## **Prílohy**

Student:

Bc. Martin Kultán

Vedoucí diplomové práce:

doc. Ing. Karel Vojtasík, CS.c

Ostrava 2019



## Príloha č. 1: Výpočet z modulu Pažení posudek pre variantu bez HPV

Diplomová práca  
Bc. Martin Kultán

Posúdenie pilotovej steny  
Varianta bez HPV

### Posouzení pažící konstrukce

#### Vstupní data

##### Projekt

Datum : 10.10.2019

##### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

##### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)  
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní  
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)  
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :  $\gamma_{M0} = 1,00$   
Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)  
Dílčí součinitel vlastností dřeva :  $\gamma_M = 1,30$   
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :  $k_{mod} = 0,50$   
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :  $k_{cr} = 0,67$

#### Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)  
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)  
Metoda výpočtu : závislé tlaky  
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe  
Modul reakce podloží : standardní  
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení  
Sednutí terénu : parabolická metoda  
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997  
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,00 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

#### Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35 [-]	

#### Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00 m

Název průřezu : Pilotová stěna d = 0,6 m; a = 1,20 m

Průměr piloty d = 0,60 m

Osová vzdálenosť pilot  $a = 1,20 \text{ m}$

Materiál piloty : beton

Zadaný koeficient redukcie tlaku pod dnom jámy  $= 1,00$

Plocha prúžezu  $A = 2,36E-01 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti  $I = 5,30E-03 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti  $E = 31000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku  $G = 12917,00 \text{ MPa}$

#### Materiál konštrukcie

Výpočet betonových konštrukcií proveden podľa normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnosť v tlaku  $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$

Pevnosť v tahu  $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$

Modul pružnosti  $E_{cm} = 31000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku  $G = 12917,00 \text{ MPa}$

Oceľ podélná : B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$



Oceľ priečna: B500

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$




#### Modul reakcie podloží

Modul reakcie podloží počítan podľa teórie Schmitt.

#### Základné parametre zemin

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)		20,00	2,00	20,00	10,00	13,33
2	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)		22,10	19,00	20,00	10,00	14,73
3	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)		26,00	50,00	24,60	14,60	17,33



#### Parametre zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)		nesoudržná	20,00	-	-	-
2	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)		nesoudržná	22,10	-	-	-
3	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)		soudržná	-	0,25	-	-




#### Parametre zemin pro výpočet modulu reakcie podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
1	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)		0,33	-	10,00



Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{\text{ped}}$ [MPa]	$E_{\text{def}}$ [MPa]
2	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)		0,38	-	25,00
3	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)		0,25	-	110,00

#### Geologický profil a prirazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hĺbka z [m]	Prirazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)	

#### Hĺbubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 0,00 m.  
Sklon zeminy před zdí  $\beta = -11,00^\circ$

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hĺbka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100  
Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení  
Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,\text{min}} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 12,91 kN/m  
Maximální moment = 6,13 kNm/m  
Maximální deformace = 0,1 mm




#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\text{max}} = 0,1 \text{ mm}$

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,0
2	1,04	0,1
3	2,08	0,1
4	3,12	0,1
5	4,17	0,1
6	5,21	0,1
7	6,25	0,1
8	7,29	0,1
9	8,33	0,1
10	9,37	0,0
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

### Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 24,14 kN/m  
Maximální moment = 30,27 kNm/m  
Maximální deformace = 1,9 mm




### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 0,4 \text{ mm}$

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	1,0
2	1,04	1,0
3	2,08	1,1
4	3,12	1,1
5	4,17	1,0
6	5,21	0,9
7	6,25	0,8
8	7,29	0,7
9	8,33	0,5
10	9,37	0,3
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

### Vstupní data (Fáze budování 3)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	1,00	Pramencová kotva č.1 (uživatelská)		350,00

### Seznam nových kotev

#### Pramencová kotva č.1 (uživatelská)

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka :  $z = 1,00 \text{ m}$   
 Volná délka :  $l = 10,00 \text{ m}$   
 Délka kořene :  $l_k = 13,00 \text{ m}$   
 Sklon :  $\alpha = 20,00^\circ$   
 Vzd. mezi :  $b = 2,00 \text{ m}$   
 Plocha pramence :  $A_1 = 150,00 \text{ mm}^2$   
 Počet pramenců :  $n = 8$   
 Modul pružnosti :  $E = 195000,00 \text{ MPa}$   
 Předpínací síla :  $F = 350,00 \text{ kN}$   
 Výpočtová pevnost materiálu :  $f_u = 1860,00 \text{ MPa}$   
 Unosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření  
 Průměr kořene :  $d = 220,0 \text{ mm}$   
 Plášťové tření :  $f = 200,00 \text{ kPa}$   
 Unosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu  
 Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)  
 Pevnost betonu v tlaku :  $f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$   
 Součinitel soudržnosti :  $\eta_1 = 0,70$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla =  $140,42 \text{ kN/m}$   
 Maximální moment =  $144,88 \text{ kNm/m}$   
 Maximální deformace =  $7,0 \text{ mm}$

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	4,7	350,00

#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = -0,4 \text{ mm}$

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-3,5
2	1,04	-3,3
3	2,08	-3,1
4	3,12	-2,8
5	4,17	-2,5
6	5,21	-2,2
7	6,25	-1,8
8	7,29	-1,4
9	8,33	-1,0
10	9,37	-0,5
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 25,26 \text{ kN/m}$        $\delta = 12,15^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 0,66 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	216,02	20,23	1842,67	304,16	-14,41		1906,56	1331,15	2662,30

### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.přip.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	350,00	2420,27	Vyhovuje




Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 2420,27 \text{ kN} > 350,00 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 4)

#### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	Pramencová kotva č.1 (uživatelská)		352,15

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 141,43 kN/m  
Maximální moment = 150,94 kNm/m  
Maximální deformace = 7,2 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	4,6	352,15

#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 0,0$  mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-3,5
2	1,04	-3,2
3	2,08	-2,8
4	3,12	-2,4
5	4,17	-2,1
6	5,21	-1,7
7	6,25	-1,4
8	7,29	-1,0
9	8,33	-0,7
10	9,37	-0,3
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 123,85$  kN/m  $\delta = 12,84^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,20$  m

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK <sub>MAX</sub> [kN]
1	216,02	20,23	2391,55	294,71	-1,64		2231,58	1182,27	2364,54

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	352,15	2149,58	Vyhovuje




Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 2149,58$  kN > 352,15 kN =  $F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 5)

#### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovcy (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovcy (R4,R5)	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,00 m.

#### Tvar dna jámy

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-2,50	0,00
3	-4,50	-1,00
4	-5,50	-1,00

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	Pramencová kotva č.1 (uživatelská)		340,91

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 144,00 kN/m  
Maximální moment = 201,71 kNm/m  
Maximální deformace = 8,8 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hĺbka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvi [kN]
1	1,00	5,0	340,91

#### Sednutí terénu za konstrukci

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 3,0$  mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-4,3
2	1,04	-2,8
3	2,08	-1,6
4	3,12	-0,5
5	4,17	0,3
6	5,21	0,8
7	6,25	1,1
8	7,29	1,2
9	8,33	1,0
10	9,37	0,6
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 213,22$  kN/m  $\delta = 10,25^\circ$

Hĺbka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 0,80$  m

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{\max}$ [kN]
1	216,02	20,23	2867,60	769,96	7,92		2367,71	1597,00	3194,00

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvi [kN]	Max.příp.síla v kotvi [kN]	Posouzení
1	340,91	2903,63	Vyhovuje




Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 2903,63$  kN > 340,91 kN =  $F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Vstupní data (Fáze budování 6)

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hĺbka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetralé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)	



### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,00 m.

### Tvar dna jámy

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-2,50	0,00
3	-4,50	-1,00
4	-5,50	-1,00

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	Pramencová kotva č.1 (uživatelská)		340,60
2	Ano	7,00	Pramencová kotva č.2 (uživatelská)		350,00

### Seznam nových kotev

#### Pramencová kotva č.2 (uživatelská)

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hloubka :  $z = 7,00$  m

Volná délka :  $l = 10,00$  m

Délka kořene :  $l_k = 13,00$  m

Sklon :  $\alpha = 20,00^\circ$

Vzd. mezi :  $b = 2,00$  m

Plocha pramence :  $A_1 = 150,00$  mm<sup>2</sup>

Počet pramenců :  $n = 8$

Modul pružnosti :  $E = 195000,00$  MPa

Předpínací síla :  $F = 350,00$  kN

Výpočtová pevnost materiálu :  $f_u = 1860,00$  MPa

Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene :  $d = 220,0$  mm

Plášťové tření :  $f = 200,00$  kPa

Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku :  $f_{ck} = 12,00$  MPa

Součinitel soudržnosti :  $\eta_1 = 0,70$

#### Zemětřesení

Faktor vodorovné akcelerace  $K_h = 0,0500$

Faktor svislé akcelerace  $K_v = 0,0300$

Voda pod hladinou spodní vody je vázaná.

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla = 184,85 kN/m

Maximální moment = 216,71 kNm/m

Maximální deformace = 8,9 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	5,1	340,60
2	7,00	-3,2	350,00

#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 2,9$  mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-4,4
2	1,04	-2,9
3	2,08	-1,6
4	3,12	-0,6
5	4,17	0,2
6	5,21	0,7
7	6,25	1,1
8	7,29	1,1
9	8,33	1,0
10	9,37	0,6
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 283,45$  kN/m  $\delta = 11,72^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,30$  m

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{\max}$ [kN]
1	239,42	21,00	2962,94	776,14	9,72		2412,77	1587,76	3175,52
2	602,75	19,66	4107,16	793,06	-12,17	1	4196,28	3046,03	6092,06

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	340,60	2886,83	Vyhovuje

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
2	350,00	5538,24	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 2886,83 \text{ kN} > 340,60 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -4,9 mm  
 Minimální deformace = 8,9 mm  
 Maximální ohybový moment = 125,93 kNm/m  
 Minimální ohybový moment = -216,71 kNm/m  
 Maximální posouvající síla = 141,43 kN/m

**Posouzení betonového průřezu (Pilotová stěna  $d = 0,6 \text{ m}$ ;  $a = 1,20 \text{ m}$ )**

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

#### Posouzení na ohyb

Vyztužení - 9 ks profil 30,0 mm; krytí 55,0 mm  
 Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník  
 Stupeň vyztužení  $\rho = 1,125 \% > 0,135 \% = \rho_{\min}$   
 Zatížení :  $M_{Ed} = 260,05 \text{ kNm}$   
 Únosnost :  $M_{Rd} = 526,08 \text{ kNm}$

**Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**

#### Posouzení na smyk

Smyková výztuž - 2 ks profil 12,0 mm; vzdálenost 200,0 mm  
 $A_{sw} = 1131,0 \text{ mm}^2$   
 Posouvající síla na mezi únosnosti:  $V_{Rd} = 531,07 \text{ kN} > 221,82 \text{ kN} = V_{Ed}$

**Průřez VYHOVUJE.**

**Celkové posouzení: Průřez VYHOVUJE**

#### Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využita je kotva č. 2.

Využití je 48,02 %

**Únosnost kotev VYHOVUJE**

Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy $R_t$ [kN]	Vytržení ze zeminy $R_e$ [kN]	Vytržení ze zálivky $R_c$ [kN]	Posouzení
1	1,00	340,60	1653,33	1331,10	728,90	Vyhovuje
2	7,00	350,00	1653,33	1331,10	728,90	Vyhovuje

## Príloha č. 2: Výpočet z programu FINE EC2 – betón pre variantu bez HPV

### 1: Zat. prípad 1 - základní návrhová

$N=0,00\text{kN}$ ;  $M_y=260,05\text{kNm}$ ;  $V_z=221,82\text{kN}$

### Podrobné posouzení OHYB: Zat. případ 1

#### Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

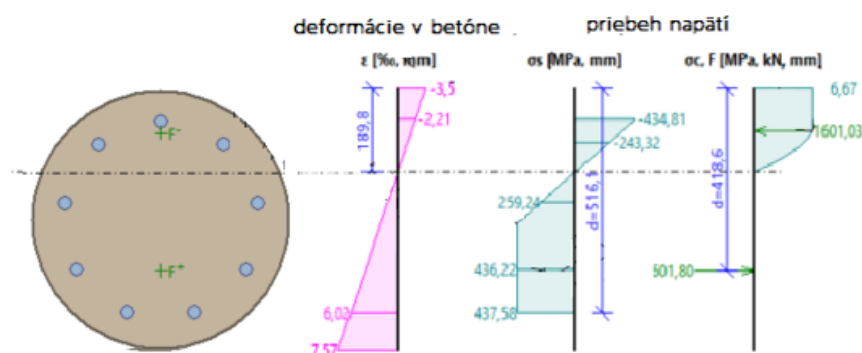
$$\rho_{s,t} = A_{s,t} / (b_t \times d) = 2\,827 / (500 \times 465,6) = 0,0121$$

$$\rho_s = A_s / A_c = 6\,362 / 281,10^3 = 0,0226$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 2,6 / 500; 0,0013) = \max(0,00135; 0,0013) = 0,00135$$

$$\rho_{s,t} = 0,0121 \geq \rho_{s,\min} = 0,00135 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0226 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$



#### Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3,50 ‰

Největší deformace v betonu: 7,57 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: -2,21 ‰

Největší deformace ve výztuži: 6,02 ‰

Směr neutrální osy: 360,00 °

Výška tláčené části průřezu:  $x = 189,8 \text{ mm}$

Efektivní výška průřezu:  $d = 516,1 \text{ mm}$

$$\xi = 0,37 \leq \xi_{\max} = 0,58 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$M_{\text{Edy}} = 260,05 \leq M_{\text{Rdy}} = 516,82 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na ohyb Vyhovuje

Využití: 50,3 %

### Podrobné posouzení SMYK: Zat. případ 1

#### Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_w = A_{sw} / b_w / s = 226,2 / 430,6 / 200 = 0,00263$$

$$\rho_{w,\min} = 80 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 80 \times \sqrt{25} / 500 = 0,0008$$

$$\rho_{w,\min} = 0,0008 \leq \rho_w = 0,00263 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmíneků } s_{l,\max} = 370,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větvi třmíneků } s_{t,\max} = 370,6 \text{ mm}$$

Použit model náhradní příhradoviny

Sklon tláčené diagonály:  $\theta = 29,74^\circ$

Únosnost betonu

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 465,6)}; 2) = \min(1,655; 2) = 1,655$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(2\,827 / (437,2 \times 465,6); 0,02) = \min(0,0139; 0,02) = 0,0139$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,655^{1,5} \times \sqrt{25} = 0,373 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = \max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{(100 \times \rho_l \times f_{ck})}; v_{\min}) \times b_w \times d = \max(0,12 \times 1,655 \times \sqrt[3]{(100 \times 0,0139 \times 25)}; 0,373) \times 437,2 \times 465,6 = 131,9 \text{ kN}$$

Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rds} = A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta = 226,2 / 200 \times 369,6 \times 434,8 \times 1,75 = 318,1 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 25 / 250) = 0,54$$

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 437,2 \times 369,6 \times 0,54 \times 16,67 / (1,75 + 0,571) = 626,5 \text{ kN}$$

Výsledná únosnost

$$V_{Rd} = \max(V_{Rdc}; \min(V_{Rdmax}; V_{Rds})) = \max(131,9; \min(626,5; 318,1)) = \max(131,9; 318,1) = 318,1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 221,8 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 318,1 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje

Využití: 69,7 %

### Príloha č. 3: Výpočet z modulu Pažení posudek pre variantu s HPV

Diplomová práca  
Bc. Martin Kultán

Posúdenie pilotovej steny  
Varianta s HPV

#### Posouzení pažící konstrukce

##### Vstupní data

###### Projekt

Datum : 10.10.2019

###### Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

###### Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)  
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní  
Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)  
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :  $\gamma_{M0} = 1,00$   
Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)  
Dílčí součinitel vlastností dřeva :  $\gamma_M = 1,30$   
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :  $k_{mod} = 0,50$   
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :  $k_{cr} = 0,67$

##### Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)  
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)  
Metoda výpočtu : závislé tlaky  
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe  
Modul reakce podloží : standardní  
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení  
Sednutí terénu : parabolická metoda  
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997  
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,00 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

##### Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35 [-]	

##### Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 13,00 m

Název průřezu : Pilotová stěna d = 0,6 m; a = 1,20 m

Průměr piloty d = 0,60 m

Osová vzdálenosť pilot  $a = 1,20 \text{ m}$

Materiál piloty : beton

Zadaný koeficient redukcie tlaku pod dnom jámy  $= 1,00$

Plocha prúžezu  $A = 2,36 \text{E-}01 \text{ m}^2/\text{m}$

Moment setrvačnosti  $I = 5,30 \text{E-}03 \text{ m}^4/\text{m}$

Modul pružnosti  $E = 31000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku  $G = 12917,00 \text{ MPa}$

#### Materiál konštrukcie

Výpočet betonových konštrukcií proveden podľa normy EN 1992-1-1 (EC2).

**Beton : C 25/30**

Válcová pevnosť v tlaku  $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$

Pevnosť v tahu  $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$

Modul pružnosti  $E_{cm} = 31000,00 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku  $G = 12917,00 \text{ MPa}$

**Ocel podélná : B500**

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$



**Ocel priečna: B500**

Mez kluzu  $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$




#### Modul reakcie podloží

Modul reakcie podloží počítan podľa teórie Schmitt.

#### Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)		20,00	2,00	20,00	10,30	13,33
2	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)		22,10	19,00	20,00	10,37	14,73
3	Silne zvetralé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)		26,00	50,00	24,60	14,73	17,33

#### Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu




Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)		nesoudržná	20,00	-	-	-
2	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)		nesoudržná	22,10	-	-	-
3	Silne zvetralé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)		soudržná	-	0,25	-	-

#### Parametry zemin pro výpočet modulu reakcie podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
1	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)		0,33	-	10,00

Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
2	Zvetralé ílovice (G5/GC, F2/CG)		0,38	-	25,00
3	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovice (R4,R5)		0,25	-	110,00

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovice (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovice (R4,R5)	

#### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 0,00 m.  
Sklon zeminy před zdí  $\beta = -11,00^\circ$

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,80 m  
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,80 m  
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100  
Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle nastavení  
Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 6,45 kN/m  
Maximální moment = 2,88 kNm/m  
Maximální deformace = 0,1 mm

#### Sednutí terénu za konstrukcí




Sednutí terénu  $\delta_{max} = 0,1$  mm



	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	0,0
2	1,04	0,1
3	2,08	0,1
4	3,12	0,1
5	4,17	0,1
6	5,21	0,1
7	6,25	0,1
8	7,29	0,1
9	8,33	0,0
10	9,37	0,0
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

### Vstupní data (Fáze budování 2)

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovcy (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetralé, tektonicky porušené ílovcy (R4,R5)	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,80 m  
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,80 m  
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 24,17 kN/m



Maximální moment = 30,52 kNm/m  
Maximální deformace = 1,9 mm




#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 0,4$  mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	1,0
2	1,04	1,0
3	2,08	1,1
4	3,12	1,0
5	4,17	1,0
6	5,21	0,9
7	6,25	0,8
8	7,29	0,6
9	8,33	0,5
10	9,37	0,2
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

#### Vstupní data (Fáze budování 3)

##### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)	

##### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,00 m.

##### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

##### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,80 m  
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,80 m  
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hĺbka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ano	1,00	Pramencová kotva č.1 (uživatelská)		350,00

#### Seznam nových kotev

##### Pramencová kotva č.1 (uživatelská)

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hĺbka :  $z = 1,00$  m  
 Volná délka :  $l = 10,00$  m  
 Délka kořene :  $l_k = 13,00$  m  
 Sklon :  $\alpha = 20,00^\circ$   
 Vzd. mezi :  $b = 2,00$  m  
 Plocha pramence :  $A_1 = 150,00$  mm<sup>2</sup>  
 Počet pramenců :  $n = 8$   
 Modul pružnosti :  $E = 195000,00$  MPa  
 Předpínací síla :  $F = 350,00$  kN  
 Výpočtová pevnost materiálu :  $f_u = 1860,00$  MPa

Unosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření

Průměr kořene :  $d = 220,0$  mm

Plášťové tření :  $f = 200,00$  kPa

Unosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu

Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)

Pevnost betonu v tlaku :  $f_{ck} = 12,00$  MPa

Součinitel soudržnosti :  $\eta_1 = 0,70$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Výsledek výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = 140,42 kN/m

Maximální moment = 144,62 kNm/m

Maximální deformace = 7,1 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hĺbka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	4,7	350,00

#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = -0,5$  mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-3,5
2	1,04	-3,3
3	2,08	-3,1
4	3,12	-2,9
5	4,17	-2,6
6	5,21	-2,2
7	6,25	-1,9
8	7,29	-1,5
9	8,33	-1,0

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
10	9,37	-0,5
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 25,26 \text{ kN/m}$   $\delta = 12,15^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 0,66 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	185,78	20,19	1565,83	304,16	-14,41		1614,77	1176,57	2353,13

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	350,00	2139,21	Vyhovuje




Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 2139,21 \text{ kN} > 350,00 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

#### Vstupní data (Fáze budování 4)

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 5,00 m.

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,80 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 5,20 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hĺbka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	Pramencová kotva č.1 (užívateľská)		352,03

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 4)

Maximální posouvající síla = 141,38 kN/m

Maximální moment = 151,23 kNm/m

Maximální deformace = 7,2 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hĺbka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	4,6	352,03

#### Sednutí terénu za konstrukci

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 0,1$  mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-3,6
2	1,04	-3,2
3	2,08	-2,8
4	3,12	-2,4
5	4,17	-2,0
6	5,21	-1,7
7	6,25	-1,3
8	7,29	-1,0
9	8,33	-0,6
10	9,37	-0,3
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 111,94$  kN/m  $\delta = 11,39^\circ$

Hĺbka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,68$  m

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{\max}$ [kN]
1	185,78	20,19	1889,38	294,59	0,14		1736,63	935,96	1871,93

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	352,03	1701,75	Vyhovuje




Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{\max} = 1701,75$  kN > 352,03 kN =  $F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

## Vstupní data (Fáze budování 5)

### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,00 m.

### Tvar dna jámy

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	-2,50	0,00
3	-4,50	-1,00
4	-5,50	-1,00

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,80 m  
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,20 m  
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	Pramencová kotva č. 1 (uživatelská)		345,78

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

### Výsledky výpočtu (Fáze budování 5)

Maximální posouvající síla = 177,25 kN/m  
Maximální moment = 240,57 kNm/m  
Maximální deformace = 9,2 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	4,9	345,78

#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 4,7$  mm

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-4,5
2	1,04	-2,4
3	2,08	-0,6
4	3,12	0,8
5	4,17	1,8
6	5,21	2,4
7	6,25	2,7
8	7,29	2,6
9	8,33	2,1
10	9,37	1,2
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 166,71$  kN/m  $\delta = 7,68^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,10$  m

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{\max}$ [kN]
1	185,78	20,19	2163,18	773,69	9,00		1702,52	1330,44	2660,88

#### Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.přip.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	345,78	2418,98	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1



Max. dovolená síla  $F_{\max} = 2418,98$  kN > 345,78 kN =  $F_{\text{zad}}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

### Vstupní data (Fáze budování 6)

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,50	0,00 .. 2,50	Zosúvne delúvia (F2/CG, F3/MS, F4/CS)	

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hĺbka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	4,20	2,50 .. 6,70	Zvetralé ílovce (G5/GC, F2/CG)	
3	-	6,70 .. ∞	Silne zvetrelé, tektonicky porušené ílovce (R4,R5)	

#### Hĺbení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 8,00 m.

#### Tvar dna jámy

Číslo	Souřadnice x [m]	Hĺbka z [m]
1	0,00	0,00
2	-2,50	0,00
3	-4,50	-1,00
4	-5,50	-1,00

Počátek [0,0] je umístěn na dně jámy.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hĺbka z [m]
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	8,00	-2,00
4	9,00	-2,00

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,80 m  
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 8,20 m  
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

#### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hĺbka z [m]	Název	Dopnutí	Síla F [kN]
1	Ne	1,00	Pramencová kotva č.1 (uživatelská)		340,13
2	Ano	7,00	Pramencová kotva č.2 (uživatelská)		350,00

#### Seznam nových kotev

##### Pramencová kotva č.2 (uživatelská)

Typ kotvy : pramencová

Výrobní řada : uživatelská

Hĺbka : z = 7,00 m

Volná délka : l = 10,00 m

Délka kořene : l<sub>k</sub> = 13,00 m

Sklon : α = 20,00 °

Vzd. mezi : b = 2,00 m

Plocha pramence : A<sub>1</sub> = 150,00 mm<sup>2</sup>

Počet pramenců :  $n = 8$   
 Modul pružnosti :  $E = 195000,00 \text{ MPa}$   
 Předpínací síla :  $F = 350,00 \text{ kN}$   
 Výpočtová pevnost materiálu :  $f_u = 1860,00 \text{ MPa}$   
 Únosnost na vytržení ze zeminy : počítat z plášťového tření  
 Průměr kořene :  $d = 220,0 \text{ mm}$   
 Plášťové tření :  $f = 200,00 \text{ kPa}$   
 Únosnost na vytržení ze zálivky : počítat z parametrů betonu  
 Norma betonu : EN 1992-1-1 (EC2)  
 Pevnost betonu v tlaku :  $f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$   
 Součinitel soudržnosti :  $\eta_1 = 0,70$

#### Zemětřesení

Faktor vodorovné akcelerace  $K_h = 0,0500$

Faktor svislé akcelerace  $K_v = 0,0300$

Voda pod hladinou spodní vody je vázaná.

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Výsledky výpočtu (Fáze budování 6)

Maximální posouvající síla =  $202,94 \text{ kN/m}$

Maximální moment =  $259,19 \text{ kNm/m}$

Maximální deformace =  $9,6 \text{ mm}$

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,00	5,1	340,13
2	7,00	-4,8	350,00

#### Sednutí terénu za konstrukcí

Sednutí terénu  $\delta_{\max} = 4,7 \text{ mm}$

	Souřadnice x [m]	Sednutí z [mm]
1	0,00	-4,7
2	1,04	-2,6
3	2,08	-0,8
4	3,12	0,6
5	4,17	1,7
6	5,21	2,3
7	6,25	2,6
8	7,29	2,5
9	8,33	2,1
10	9,37	1,2
11	10,41	0,0
12	10,41	0,0

#### Vnitřní stabilita jednotlivých kotev - mezivýsledky

$E_A = 228,76 \text{ kN/m}$   $\delta = 10,01^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1,65 \text{ m}$



Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	213,11	20,15	2225,98	780,46	10,97		1719,75	1314,46	2628,92
2	491,15	15,65	2911,10	789,56	-10,93	1	2908,94	2191,71	4383,41

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	340,13	2389,93	Vyhovuje
2	350,00	3984,92	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 2389,93 \text{ kN} > 340,13 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
10.40	-0.17	-0.01	0.17	85.90	-1.24	82.73
11.05	-0.10	-0.02	-0.52	56.61	-1.69	36.34
11.70	-0.10	-0.02	-1.23	25.03	-1.04	10.59
12.35	-0.15	-0.02	-0.89	6.92	-0.31	1.83
13.00	-0.20	-0.02	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -6,8 mm  
Minimální deformace = 9,6 mm  
Maximální ohybový moment = 159,46 kNm/m  
Minimální ohybový moment = -259,19 kNm/m  
Maximální posouvající síla = 141,38 kN/m

Posouzení betonového průřezu (Pilotová stěna  $d = 0,6 \text{ m}$ ;  $a = 1,20 \text{ m}$ )

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

**Posouzení na ohyb**

Vyztužení - 9 ks profil 30,0 mm; krytí 55,0 mm  
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník  
Stupeň vyztužení  $\rho = 1,125 \% > 0,135 \% = \rho_{min}$   
Zatížení :  $M_{Ed} = 311,03 \text{ kNm}$   
Únosnost :  $M_{Rd} = 526,08 \text{ kNm}$

**Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**

**Posouzení na smyk**

Smyková výztuž - 2 ks profil 12,0 mm; vzdálenost 200,0 mm  
 $A_{sw} = 1131,0 \text{ mm}^2$   
Posouvající síla na mezi únosnosti:  $V_{Rd} = 531,07 \text{ kN} > 243,52 \text{ kN} = V_{Ed}$

**Průřez VYHOVUJE.**

**Celkové posouzení: Průřez VYHOVUJE**

**Celkové posouzení únosnosti kotev**

Maximálně využita je kotva č. 2.

Využití je 48,02 %

**Únosnost kotev VYHOVUJE**

Číslo	Hloubka z [m]	Maximální síla F [kN]	Přetržení kotvy $R_t$ [kN]	Vytržení ze zeminy $R_e$ [kN]	Vytržení ze záhlvky $R_c$ [kN]	Posouzení
1	1,00	340,13	1653,33	1331,10	728,90	Vyhovuje
2	7,00	350,00	1653,33	1331,10	728,90	Vyhovuje

## Príloha č. 4: Výpočet z programu FINE EC2 – betón pre variantu s HPV

1: **Zat. prípad 1** - základná návrhová

$N=0,00\text{kN}$ ;  $M_y=311,03\text{kNm}$ ;  $V_z=243,52\text{kN}$

**Podrobné posouzení OHYB: Zat. případ 1**

**Posouzení/min. a max. stupně vyztužení**

Nosník (ta ená/výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = A_{s,t} / (b_t \times d) = 2\,827 / (489,9 \times 465,6) = 0,0124$$

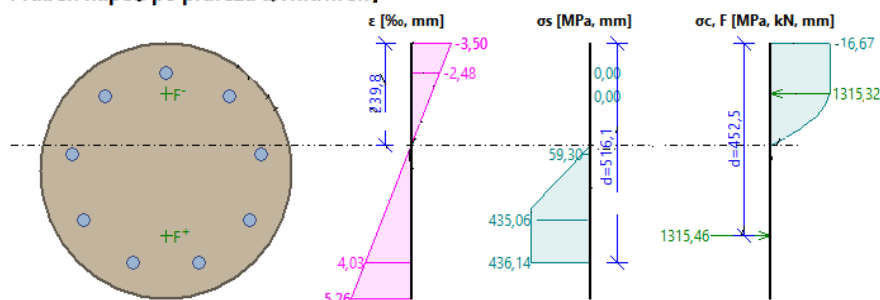
$$\rho_s = A_s / A_c = 6\,362 / 281,103 = 0,0226$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 2,6 / 500, 0,0013) = \max(0,00135; 0,0013) = 0,00135$$

$$\rho_{s,t} = 0,0124 \geq \rho_{s,\min} = 0,00135 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0226 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

**Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly**



**Deformace v krajních vláknech průřezu**

Nejmenší deformace v betonu: -3,50 ‰

Největší deformace v betonu: 5,26 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: -2,48 ‰

Největší deformace ve výztuži: 4,03 ‰

Směr neutrálné osy: 0,00 °

Výška tlačené části průřezu:  $x = 239,8$  mm

Efektivní výška průřezu:  $d = 516,1$  mm

$$\xi = 0,46 \leq \xi_{\max} = 0,58 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$M_{Edy} = 311,03 \leq M_{Rdy} = 439,97 \text{ kNm}$$

**Posouzení průřezu na ohyb Vyhovuje**

Využití: 70,7 %

**Podrobné posouzení SMYK: Zat. případ 1**

**Stupeň vyztužení smykovou výztuží**

$$\rho_w = A_{sw} / b_w / s = 226,2 / 457 / 200 = 0,00247$$

$$\rho_{w,\min} = 80 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 80 \times \sqrt{25} / 500 = 0,0008$$

$$\rho_{w,\min} = 0,0008 \leq \rho_w = 0,00247 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmíneků } s_{l,\max} = 370,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmíneků } s_{t,\max} = 370,6 \text{ mm}$$

Použit model náhradní příhradoviny

Sklon tlačené diagonály:  $\theta = 29,74^\circ$

Únosnost betonu

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 465,6)}; 2) = \min(1,655; 2) = 1,655$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(2\,827 / (474,9 \times 465,6); 0,02) = \min(0,0128; 0,02) = 0,0128$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 1,655^{1,5} \times \sqrt{25} = 0,373 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = \max(C_{Rd,c} \times k \times 3 \sqrt{(100 \times \rho_l \times f_{ck}); v_{\min}}) \times b_w \times d = \max(0,12 \times 1,655 \times 3 \sqrt{(100 \times 0,0128 \times 25)}; 0,373) \times 474,9 \times 465,6 = 139,4 \text{ kN}$$

Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rds} = A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta = 226,2 / 200 \times 347,5 \times 434,8 \times 1,75 = 299 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 25 / 250) = 0,54$$

$$V_{Rd\max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 474,9 \times 347,5 \times 0,54 \times 16,67 / (1,75 + 0,571) = 639,8 \text{ kN}$$

Výsledná únosnost

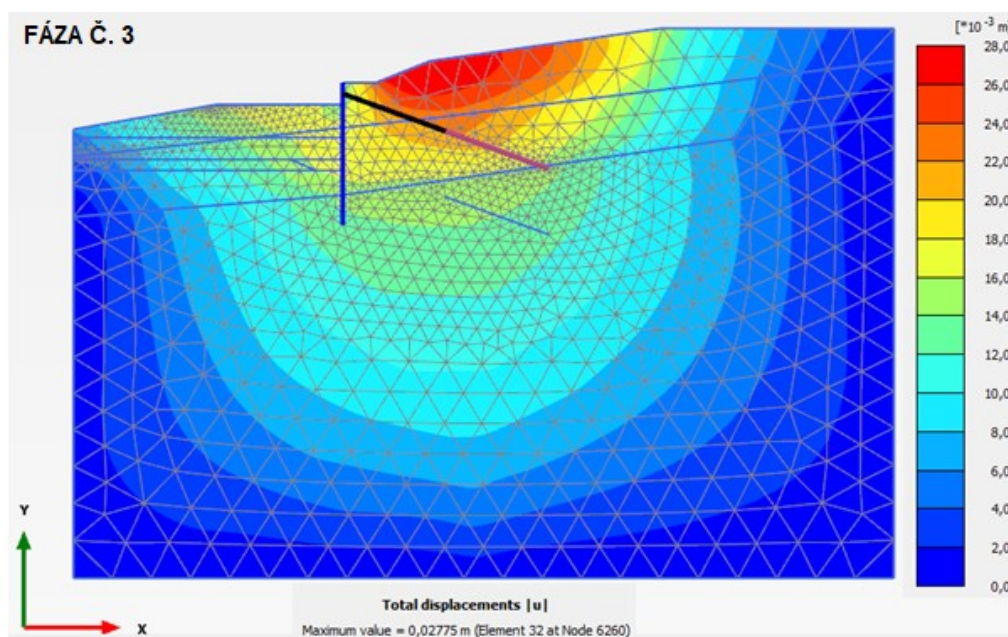
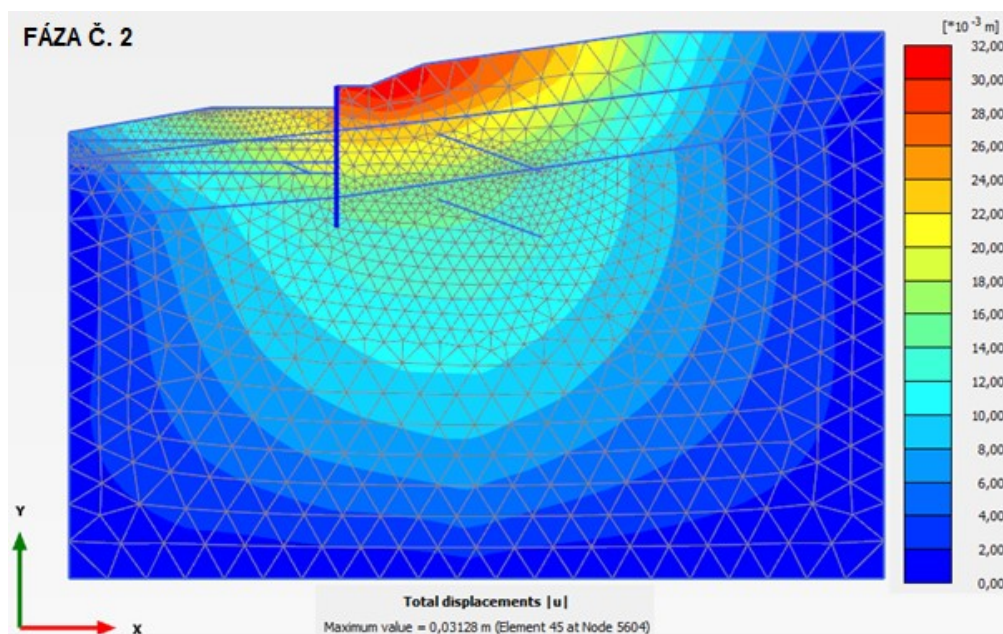
$$V_{Rd} = \max(V_{Rdc}; \min(V_{Rd\max}; V_{Rds})) = \max(139,4; \min(639,8; 299)) = \max(139,4; 299) = 299 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 243,5 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 299 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

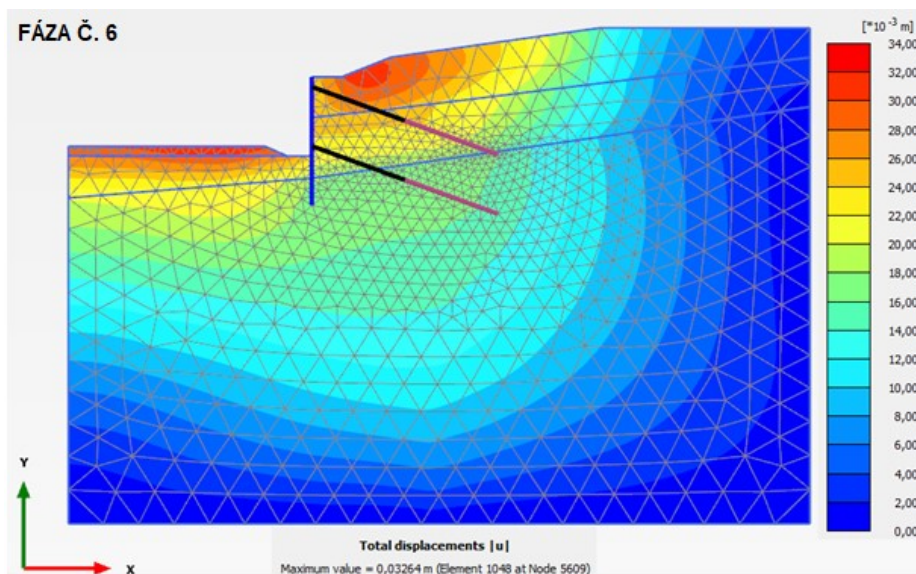
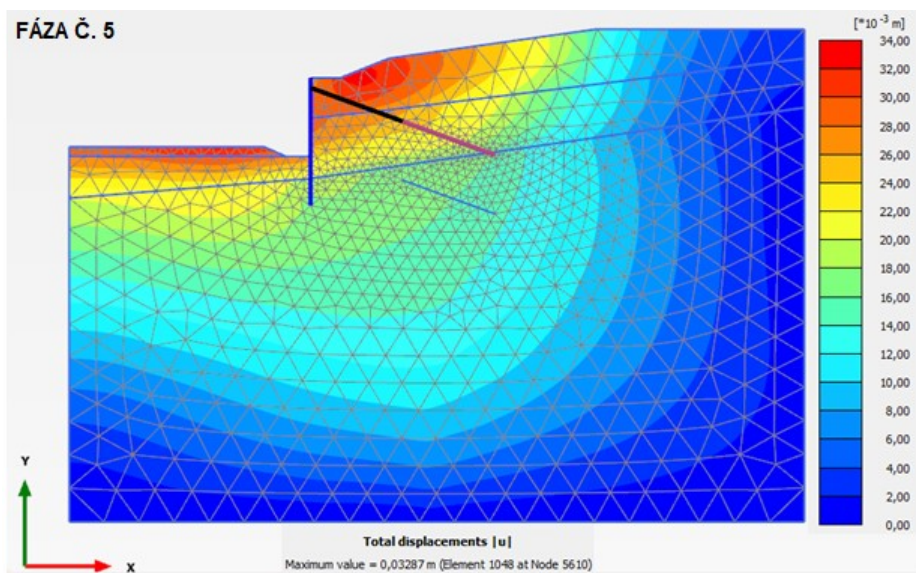
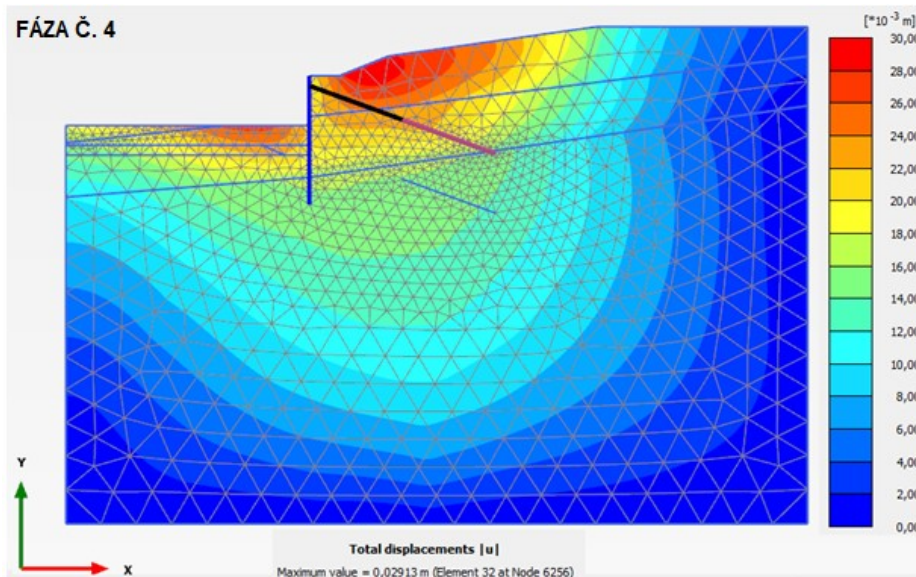
**Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje**

Využití: 81,4 %

## Príloha č. 5: Celkové deformácie masívu pre variantu bez HPV







## Príloha č. 6: Celkové deformácie masívu pre variantu s HPV

